



**Rui João da Mata Ranito Salgueiro dos Santos**

Licenciado em Ciências da Engenharia Civil

**Punçoamento em Lajes Fungiformes  
com Shear Studs sob Acções  
Horizontais e Cíclicas**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
Engenharia Civil – Perfil Estruturas

Orientador: Professor Doutor António Manuel Pinho Ramos, FCT – UNL  
Co-orientador: Professor Doutor Rui Pedro César Marreiros, FCT - UNL

Júri:

Presidente: Prof. Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra  
Arguente(s): Prof. Doutora Carla Alexandra da Cruz Marchão  
Vogal(ais): Prof. Doutor António Manuel Pinho Ramos



FACULDADE DE  
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

**Setembro de 2018**



## **Punçoamento em Lages Fungiformes com *Shear Studs* sob Acções Horizontais e Cíclicas**

“Copyright” Rui João da Mata Ranito Salgueiro dos Santos, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.





# Agradecimentos

Primeiramente aproveito para agradecer a confiança que foi depositada em mim para o desenvolvimento deste trabalho, por parte do Professor Doutor António Manuel Pinho Ramos. Agradeço ainda toda a sua disponibilidade, dedicação, amizade e apoio constante, não só no acompanhamento da elaboração da presente dissertação como em alguns casos até a título de conselhos profissionais para o futuro que se segue.

Aproveito ainda para agradecer o apoio do Engenheiro Brisid Isufi pela ajuda e apoio diário, transmissão de conhecimentos teóricos e práticos, e, sobretudo, pelo tempo despendido para o esclarecimento de dúvidas, tendo-se apresentado como um elemento fundamental à realização desta dissertação.

Agradeço também aos Engenheiros Massimo Lapi, André Almeida, Nuno Gouveia e Hugo Fernandes pelo apoio prestado na realização dos trabalhos experimentais.

E ainda ao departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa por colocar à disposição, não só minha como de todos os alunos, os materiais e equipamentos necessários ao desenvolvimento de dissertações de mestrado.

Dedico ainda uma especial atenção a todos aqueles que me são queridos e que de alguma forma fizeram ou fazem parte do processo de transformação que me leva a ser a pessoa que sou hoje.

*Difficulties mastered are opportunities won*

*Winston Churchill*



# Resumo

No seguimento de um estudo continuado no tempo pelo Departamento de Engenharia Civil da FCT- UNL, a presente dissertação aposta no estudo de um tipo específico de armadura de punçoamento, os *shear studs*, e para o qual foram desenvolvidos três modelos que procuram simular uma ligação laje-pilar interior. Do conjunto de três modelos, apenas em dois foram instalados *shear studs*, variando entre si apenas na quantidade de carga gravítica aplicada durante o decorrer dos ensaios, 50% e 60% da carga de rotura prevista pelo EC2 para uma laje sem armadura específica.

Fruto de uma análise experimental, e com recurso a um vasto leque de instrumentação, foi possível a obtenção de uma quantidade significativa de informação, de que são exemplo parâmetros como, a força horizontal aplicada para cada ciclo de cada patamar de *drift*, a evolução da ductilidade dos modelos, as extensões quer das armaduras longitudinais, quer das armaduras específicas de punçoamento, entre outros, a fim de se tentar compreender se existem mais valias face à utilização deste tipo específico de armadura.

Como tal, com a presente dissertação permite-se concluir que a utilização de *shear studs*, na qualidade de armadura específica de punçoamento, se apresenta como uma boa solução, capaz de melhorar a ductilidade dos modelos, tornando-os mais deformáveis e, em simultâneo, capazes de suportar maiores forças horizontais e resistir a patamares de *drift* superiores, embora, aquando da ocorrência de uma rotura por punçoamento, esta tenha ocorrido de forma não desejada, a existir num perímetro exterior àquele onde estão instalados os *shear studs*, para todos os modelos ensaiados.

## Palavras Chave:

Laje Fungiforme; Punçoamento; Carregamento horizontal e cíclico; Armadura específica de punçoamento; *Shear Studs*.



# Abstract

The present essay is focused on a specific kind of shear reinforcement – the Shear Studs – for which as been made three models that attempted to simulate the slab column interior connection, within the scope of the continuous work prepared by the Civil Engineering Department of FCT-UNL.

Shear Studs were only installed in two of the three specimens, where the variation just concerns the amount of gravity loads applied during the tests (50% and 60% of the shear strength previewed by EC2 for a slab without shear reinforcement).

As a result of an experimental analysis, using a wide range of specific equipment, it was possible to obtain a significant amount of information, such as the horizontal force applied for each cycle of each drift level, the ductility of the models, the strains of both ordinary and shear reinforcement, *inter alia*, in order to acknowledge if there are any advantages in using this type of shear reinforcement.

Considering the above mentioned, it has to be concluded that the use of Shear Studs as shear reinforcement presents itself as an excellent solution, capable of improving the ductility of the models, making them more deformable and allowing them to support greater horizontal forces and superior drift levels.

Nevertheless, all punching failures did not occur as expected once they failed outside the shear reinforced region.

## Key words:

Flat slab; Punching failure; Cyclic and horizontal loading; Punching shear reinforcement; Shear Studs.



# Índice de Matérias

<b>Copyright</b>	<b>i</b>
<b>Agradecimentos</b>	<b>iii</b>
<b>Resumo</b>	<b>v</b>
<b>Abstract</b>	<b>vii</b>
<b>Índice de Figuras</b>	<b>xiii</b>
<b>Índice de Tabelas</b>	<b>xxi</b>
<b>Simbologia e Notações</b>	<b>xxiii</b>
<b>Capítulo 1</b>	<b>1</b>
1. Introdução	1
1.1 Aspectos Gerais .....	1
1.2 Objectivos .....	2
1.3 Organização da Dissertação.....	4
<b>Capítulo 2</b>	<b>5</b>
2. Estado de Arte	5
2.1 O Punçoamento .....	5
2.1.1 Mecanismos de rotura por Punçoamento .....	9
2.1.2 Mecanismo de Resistência ao Punçoamento .....	10
2.1.3 Factores de Influência na Capacidade Resistente ao Punçoamento .....	11
2.1.4 Modos de Rotura por Punçoamento .....	12
2.2 Acções Horizontais e Cíclicas .....	14
2.2.1 Parâmetros de Análise da Resistência ao Punçoamento sobre Acções Horizontais e Cíclicas .....	15
2.3 Armadura Específica de Punçoamento.....	19
2.3.1 Estribos (Stirrups) .....	20
2.3.2 Bent-up-Bars.....	22
2.3.3 Shear Bands .....	23
2.3.4 Lattice .....	24
2.3.5 Shear Heads.....	25
2.3.6 Shear Bolts.....	26
2.3.7 Headed Shear Studs .....	27
2.3.8 Ensaio Experimentais .....	28
2.4 Normas .....	31
2.4.1 Eurocódigo 2 (EC2) .....	31
2.4.2 ACI318M-14.....	38

2.4.3	Model Code 2010 (MC2010) .....	43
<b>Capítulo 3</b>		<b>51</b>
3.	<i>Programa Experimental</i> .....	51
3.1	Introdução .....	51
3.2	Caracterização dos Modelos .....	52
3.3	Caracterização dos Materiais .....	57
3.3.1	Betão .....	57
3.3.2	Aço .....	60
3.4	Sistema de Ensaio .....	62
3.5	Instrumentação .....	68
3.5.1	Deflectómetro .....	68
3.5.2	Inclinómetro .....	70
3.5.3	Célula de Carga .....	70
3.5.4	Extensómetro .....	71
3.5.5	Aquisição de dados .....	74
3.6	Protocolo de Ensaio .....	75
<b>Capítulo 4</b>		<b>79</b>
4.	<i>Análise de Resultados Experimentais</i> .....	79
4.1	Introdução .....	79
4.2	Ensaaios Experimentais .....	80
4.2.1	Modelo C-Ref .....	80
4.2.2	Modelo C-SSR5b .....	83
4.2.3	Modelo C-SSR5c .....	91
4.2.4	Punçoamento .....	94
4.3	Comportamento Histerético .....	96
4.3.1	Carga de Rotura .....	96
4.3.2	Envolvente dos Diagramas Histeréticos .....	101
4.4	Rigidez Lateral Efectiva .....	103
4.5	Ductilidade em Deslocamento .....	105
4.6	Deformação dos modelos .....	106
4.6.1	Deformada dos Modelos .....	106
4.6.2	Índice de Deformação Residual (RDI) .....	111
4.6.3	Coeficiente de Amortecimento Viscoso Equivalente .....	113
4.7	Momento Positivo e Força Aplicada nas Escoras .....	116
4.8	Pontos de Inflexão .....	117
4.9	Extensões na Armaduras .....	120
4.9.1	Extensões na Armadura Longitudinal .....	120
4.9.2	Extensões na Armadura Específica de Punçoamento .....	132
<b>Capítulo 5</b>		<b>151</b>
5.	<i>Conclusões e Trabalhos Futuros</i> .....	151
5.1	Conclusões .....	151
5.2	Trabalhos Futuros .....	153
<b>Referências Bibliográficas</b>		<b>155</b>



<i>Normas e Regulamentos</i>	155
<i>Sebentas Universitárias</i>	156
<i>Livros, artigos e teses</i>	156
<i>Sites</i>	161
<b>Anexos</b>	<b>163</b>



# Índice de Figuras

Figura 1.1: Arranha-céus Burj Khalifa Bin Zayod. Pormenor construtivo com recurso a lajes fungiformes [21] [Imre Solt] .....	1
Figura 1.2: Principais tipos de laje: a) Laje fungiforme sem capitel, b) Laje fungiforme com capitel e c) Laje vigada, adaptado de [8]. .....	2
Figura 1.3: Exemplo de uma ligação interior equivalente àquela que se pretende estudar.3	
Figura 2.1: Colapso derivado de uma rotura por punçoamento, diagrama (à esq.) [21] e caso real, ocorrido num edifício destinado a estacionamento automóvel, Wolverhampton 1997 (à dt.) [82] .....	5
Figura 2.2: Exemplo de colapsos resultantes de uma rotura por punçoamento. À esquerda, o colapso total do centro comercial Sampoong, Seul, Coreia do Sul (1995) [83]. À direita, o colapso parcial de uma laje, no parque de estacionamento de Piper's Row, Wolverhampton, UK (1997) [82]. .....	7
Figura 2.3: Exemplo de colapsos resultantes de uma rotura por punçoamento. Em cima, o colapso do tabuleiro de um viaduto em Loma Prieta, Califórnia (1989) [84][88]. Em baixo, o colapso de outro tabuleiro de uma ponte, também na Califórnia (1994) [85].....	8
Figura 2.4: Gráfico tipo <i>força vs deslocamento</i> de uma laje fungiforme ensaiada até à rotura por punçoamento [45].....	9
Figura 2.5: Diferentes tipos de fendas a ocorrer pela ordem apresentada durante o carregamento de uma qualquer laje fungiforme, até à ocorrência da rotura por punçoamento, adaptado de [14]. .....	10
Figura 2.6: Diferentes mecanismos de resistência ao punçoamento [11]. .....	11
Figura 2.7: Esquema com os diferentes modos de rotura por punçoamento passíveis de ocorrer numa laje fungiforme com armadura específica [73].....	12
Figura 2.8: Diagrama histerético e respectivas variáveis necessárias ao cálculo do coeficiente de amortecimento viscoso equivalente e índice de deformação residual. [46][56] .....	16
Figura 2.9: Diagrama histerético e respectivas variáveis necessárias ao cálculo da rigidez efectiva, adaptado de [46].....	16
Figura 2.10: Aproximação bilinear da curva envolvente do diagrama histerético, adaptado de [62]. .....	17
Figura 2.11: Diagrama histerético e respectivas variáveis necessárias ao cálculo do coeficiente de amortecimento viscoso, rigidez efectiva e índice de deformação residual, adaptado de [46]. .....	19
Figura 2.12: Relação <i>força vs capacidade de resistência</i> a esforços de corte para lajes com e sem armadura específica de punçoamento [73]. .....	19
Figura 2.13: À esquerda, um exemplo esquemático sobre a instalação de estribos [ACI318]. À direita, dois estribos de diferentes diâmetros [Alcobia]. Em ambos os casos se trata de estribos fechados.....	21

Figura 2.14: Dois tipos distintos de estribos abertos a funcionar como armadura específica de punçoamento. Estribos abertos (a) e <i>single-leg stirrups</i> (b) [35][60].	22
Figura 2.15: Armadura específica de punçoamento Inclinação, <i>bent-up-bars</i> (a) e estribos (b) [35][60].	23
Figura 2.16: Armadura específica de punçoamento <i>shear bands</i> aplicada na vertical e de forma inclinada, adaptado de [67].	24
Figura 2.17: Armadura específica de punçoamento denominada por <i>lattice</i> ou <i>filigran</i> [35][75].	24
Figura 2.18: Várias formas de aplicação de <i>shear heads</i> . [29]	25
Figura 2.19: Exemplo, real e esquemático, da aplicação de <i>shear bolts</i> [26][54].	26
Figura 2.20: Vários formatos de aplicação de <i>headed shear studs</i> [44].	27
Figura 2.21: Aplicação em obra da denominada armadura específica de punçoamento <i>headed shear studs</i> [86][87].	27
Figura 2.22: Primeiros perímetros de controlo típicos em torno de áreas carregadas, $u_1$ [8].	32
Figura 2.23: Exemplo do primeiro e último perímetros segundo o Eurocódigo 2, adaptado de [38].	37
Figura 2.24: Primeiros perímetros de controlo típicos em torno de áreas carregadas, $b_1$ [1].	38
Figura 2.25: Exemplo do primeiro e último perímetros segundo o ACI 318-14, adaptado de [38].	39
Figura 2.26: Primeiros perímetros de controlo típicos em torno de áreas carregadas, $b_1$ [2].	44
Figura 2.27: Exemplo do primeiro e último perímetros segundo o Model Code 2010, adaptado de [38].	44
Figura 2.28: Exemplo esquemático de uma laje com informação sobre a altura útil, $d$ e a distância $d_v$ [2].	45
Figura 2.29: Exemplo esquemático da rotação de uma laje fungiforme, $\psi$ [2].	48
Figura 3.1: Modelo simplificado que visa a compreensão da dimensão dos modelos sob a direcção na qual é aplicada a carga. Esquema de uma estrutura porticada, em cima. Esquema do modelo a ensaiar, em baixo.	52
Figura 3.2: Pormenorização da armadura longitudinal superior instalada em cada um dos três modelos de laje.	54
Figura 3.3: Pormenorização da armadura longitudinal inferior instalada em cada um dos três modelos de laje.	55
Figura 3.4: Pormenorização da armadura específica de punçoamento ( $\varnothing 8\text{mm}$ ) para dois dos três modelos de laje.	56
Figura 3.5: Diagrama representativo da quantidade e finalidade de todos os provetes resultantes de um modelo de laje.	57
Figura 3.6: Equipamento utilizado para ensaiar os provetes de betão [61].	58
Figura 3.7: Ensaios a que é sujeito cada um dos provetes cilíndricos. Da esquerda para a direita: Ensaio de compressão, ensaio de tracção (compressão diametral) e ensaio de determinação do módulo de elasticidade.	58
Figura 3.8: Ensaio de compressão de provete cúbico.	59

Figura 3.9: Equipamento utilizado nos ensaios dos provetes de aço e pormenores de um provete de aço com o equipamento auxiliar de medição instalado e de um provete de aço na rotura pós-ensaio. ....	60
Figura 3.10: Representação do sistema de ensaio desenvolvido por Almeida et al. [17].	62
Figura 3.11: Sistema de ensaio completo [17]. ....	63
Figura 3.12: Unidade de controlo da pressão hidráulica. ....	63
Figura 3.13: Exemplo de um macaco hidráulico utilizado. ....	63
Figura 3.14: Componente do sistema de ensaio responsável pela compatibilidade de deslocamentos verticais [17]. a) Posição indeformada; b) Deformada devido à aplicação de carga gravítica; c) Deformada devido à aplicação de carga horizontal. ....	64
Figura 3.15: Componente do sistema de ensaio responsável pela compatibilidade de rotações [17]. a) Posição indeformada; b) Deformada devido à aplicação de carga gravítica; c) Deformada devido à aplicação de carga horizontal. ....	65
Figura 3.16: Componente do sistema de ensaio responsável pela aplicação e manutenção da carga gravítica [17]. a) Posição indeformada; b) Deformada devido à aplicação de carga gravítica; c) Deformada devido à aplicação de carga horizontal. ....	66
Figura 3.17: Esquema sobre o comportamento físico do elemento de laje sob um ensaio de carga horizontal. Os diagramas de deformada e de momento flector resultam da modelação do sistema de ensaio com recurso à ferramenta SAP2000. ....	67
Figura 3.18: Posicionamento dos deflectómetros e das chapas de apoio dos perfis metálicos, adaptado de [17]. ....	69
Figura 3.19: Deflectómetro de fio. ....	69
Figura 3.20: Deflectómetro elétrico. ....	69
Figura 3.21: Inclínómetro. ....	70
Figura 3.22: Célula de carga dos macacos hidráulicos. ....	70
Figura 3.23: Célula de carga do atuador. ....	70
Figura 3.24: Extensómetros da armadura longitudinal. ....	71
Figura 3.25: Extensómetros da armadura específica de punçoamento. ....	71
Figura 3.26: Localização dos extensómetros instalados na armadura longitudinal superior. ....	72
Figura 3.27: Localização dos extensómetros instalados na armadura longitudinal inferior. ....	73
Figura 3.28: Localização dos extensómetros instalados na armadura específica de punçoamento – <i>Shear Studs</i> . ....	74
Figura 3.29: HBM Spider 8 [61]. ....	74
Figura 3.30: HBM QuantumX [61]. ....	74
Figura 3.31: Protocolo de deslocamentos horizontais e cíclicos impostos pelo atuador [17]. ....	76
Figura 3.32: Plastificação do elemento metálico na extremidade de uma escora do sistema de ensaio. ....	77
Figura 4.1: Fendas de momento flector negativo para o modelo C-Ref, durante o ciclo de 0,5% <i>drift</i> . ....	81
Figura 4.2: Conjunto de fendas em torno do lado Sul e sudeste do pilar, para o modelo C-Ref, findado o ciclo de 0,5% <i>drift</i> . ....	81

Figura 4.3: Conjunto de fendas em torno do lado Norte e nordeste do pilar, do modelo C-Ref, para o ciclo de 1,0% <i>drift</i> . ....	81
Figura 4.4: Momentos de ocorrência para a força horizontal máxima e para a rotura por punçoamento do modelo C-Ref. ....	82
Figura 4.5: Rotura por punçoamento do modelo C-Ref. ....	82
Figura 4.6: Conjunto de fendas em torno do lado Oeste e Sudoeste do pilar, para o modelo C-SSR5b1, durante os ciclos de 0,5% e 1,0% <i>drift</i> . ....	83
Figura 4.7: Conjunto de fendas em torno do lado Oeste e Sudoeste do pilar, para o modelo C-SSR5b1, durante o ciclo de 1,5% <i>drift</i> . ....	84
Figura 4.8: Destacamento de betão na superfície inferior da laje, para o modelo C-SSR5b1, durante o ciclo de 2,0% <i>drift</i> . ....	84
Figura 4.9: Desnível com origem em fendas em torno do lado do pilar e destacamento de betão na superfície inferior da laje, para o modelo C-SSR5b1, durante o ciclo de 2,5% <i>drift</i> . ....	85
Figura 4.10: Conjunto de fendas em torno do lado Oeste e Sudoeste do pilar, para o modelo C-SSR5b1, durante o ciclo de 3,0% <i>drift</i> . ....	85
Figura 4.11: Deformada longitudinal e estado de fendilhação do modelo C-SSR5b pré segunda fase do ensaio (C-SSR5b2). ....	86
Figura 4.12: Da esquerda para a direita, conjunto de fendas em torno do lado Oeste e Nordeste do pilar e pormenor de uma fenda, para o modelo C-SSR5b2, durante o ciclo de 1,0% <i>drift</i> . ....	86
Figura 4.13: Conjunto de fendas em torno do lado Sudeste(à esq.) e Sudoeste (à drt.) do pilar, para o modelo C-SSR5b2, durante o ciclo de 2,5% <i>drift</i> . ....	87
Figura 4.14: Fendas na extremidade Oeste, para o modelo C-SSR5b2, durante o ciclo 3,0%. ....	88
Figura 4.15: Estado de fendilhação para a superfície inferior do modelo C-SSR5b2, durante o ciclo de 3,5% de <i>drift</i> . ....	88
Figura 4.16: Da esquerda para a direita: Conjunto de fendas em torno do vértice a nordeste e sudeste do pilar, para o modelo C-SSR5b2, durante os ciclos de 4,0% e 4,5% de <i>drift</i> , respectivamente. ....	88
Figura 4.17: Estado de fendilhação na superfície superior do modelo C-SSR5b2, para o ciclo de 5,5% de <i>drift</i> . ....	89
Figura 4.18: Estado de fendilhação na superfície inferior do modelo C-SSR5b2, para o ciclo de 5,5% de <i>drift</i> . ....	89
Figura 4.19: Superfície superior e inferior do modelo C-SSR5b2 pós rotura por punçoamento. ....	89
Figura 4.20: Momentos de ocorrência para a força horizontal máxima do modelo C-SSR5b1 e para a força horizontal máxima e para a rotura por punçoamento do modelo C-SSR5b2. ....	90
Figura 4.21: Estado de fendilhação do modelo C-SSR5c, para 0,0% e 0,5% de <i>drift</i> , respectivamente. ....	91
Figura 4.22: Estado de fendilhação em torno do pilar para os vértices Noroeste e Sudoeste, respectivamente, do modelo C-SSR5c, para 1,5% de <i>drift</i> . ....	92

Figura 4.23: Estado de fendilhação para a superfície inferior e superior (vértice Sudoeste do pilar), respectivamente, do modelo C-SSR5c, para o ciclo de 3,0% de <i>drift</i> .....	92
Figura 4.24: Deformada longitudinal do modelo C-SSR5c para um patamar de <i>drift</i> de 4,0%. .....	93
Figura 4.25: Rotura por punçoamento do modelo C-SSR5c para o ciclo de 4,0% de <i>drift</i> .....	93
Figura 4.26: Momentos de ocorrência para a força horizontal máxima e para a rotura por punçoamento do modelo C-SSR5c. ....	93
Figura 4.27: Rotura por punçoamento do modelo C-Ref. ....	94
Figura 4.28: Rotura por punçoamento do modelo C-SSR5b2.....	94
Figura 4.29: Rotura por punçoamento do modelo C-SSR5c. ....	95
Figura 4.30: Rotura por punçoamento do modelo C-STR4 [61]. ....	95
Figura 4.31: Definição de “rotura”, segundo Ramos et al[69], adaptado de [61][69].....	96
Figura 4.32: Diagrama histerético do modelo de referência, C-Ref. ....	97
Figura 4.33: Diagramas histeréticos do modelo C-SSR5b (C-SSR5b1 e C-SSR5b2, respectivamente). ....	98
Figura 4.34: Diagrama histerético do modelo C-SSR5b como resultado da sobreposição dos diagramas histeréticos dos modelos C-SSR5b1 e C-SSR5b2. ....	98
Figura 4.35: Diagrama histerético do modelo C-SSR5c. ....	99
Figura 4.36: Diagrama histerético do modelo C-STR4 [61].....	100
Figura 4.37: Sobreposição das envolventes dos diagramas histeréticos dos modelos C-Ref, C-SSR5b1, C-SSR5b2 e C-SSR5c. ....	101
Figura 4.38: Sobreposição das envolventes dos diagramas histeréticos dos modelos correspondentes à primeira e segunda fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b1 e C-SSR5b2, respectivamente). ....	102
Figura 4.39: Sobreposição da envolvente dos diagramas histeréticos dos modelos C-Ref, C-SSR5b1, C-SSR5b2 e C-SSR5c, com o modelo C-STR4 ensaiado por Ornelas [61]. ....	103
Figura 4.40: Valores de rigidez lateral efectiva para os modelos C-Ref, C-SSR5b1, C-SSR5b2, C-SSR5c e C-STR4. ....	104
Figura 4.41: Deformada do modelo C-Ref, segundo a direcção N – S, para o primeiro ciclo de cada patamar de <i>drift</i> . ....	106
Figura 4.42: Deformadas dos modelos C-SSR5b1 e C-SSR5b2, respectivamente, segundo a direcção N – S, para o primeiro ciclo de cada patamar de <i>drift</i> . ....	107
Figura 4.43: Deformadas correspondentes à primeira e segunda fase do ensaio do modelo C-SSR5b, segundo a direcção N – S, para o primeiro ciclo de cada patamar de <i>drift</i> . ....	108
Figura 4.44: Deformada do modelo C-SSR5c, segundo a direcção N – S, para o primeiro ciclo de cada patamar de <i>drift</i> . ....	108
Figura 4.45: Sobreposição das deformadas do modelo C-STR4 [61] com a deformadas do modelo C-SSR5b1, segundo a direcção N – S, para o primeiro ciclo de cada patamar de <i>drift</i> . ....	109
Figura 4.46: Deformada do modelo C-Ref, segundo a direcção E – O, para o primeiro ciclo de cada patamar de <i>drift</i> . ....	109
Figura 4.47: Deformada dos modelos C-SSR5b1 e C-SSR5b2, segundo a direcção E – O, para o primeiro ciclo de cada patamar de <i>drift</i> . ....	110

Figura 4.48: Deformada do modelo C-SSR5c, segundo a direcção E – O, para o primeiro ciclo de cada patamar de <i>drift</i> .....	110
Figura 4.49: Índices de deformação residual para os modelos C- Ref, C-SSR5b1, C-SSR5b2 e C-SSR5c. ....	111
Figura 4.50: Índices de deformação residual para o modelo C-STR4 ensaiado por Ornelas [61] e os do presente documento. ....	112
Figura 4.51: Coeficiente de amortecimento viscoso equivalente correspondente ao modelo C-Ref.....	113
Figura 4.52: Coeficiente de amortecimento viscoso equivalente correspondente aos modelos C-SSR5b1 (à esquerda) e C-SSR5b2 (à direita).....	114
Figura 4.53: Coeficiente de amortecimento viscoso equivalente que resulta da sobreposição dos gráficos correspondentes aos modelos C-SSR5b1 e C-SSR5b2. ....	114
Figura 4.54: Coeficiente de amortecimento viscoso equivalente correspondente ao modelo C-SSR5c.....	115
Figura 4.55: Coeficiente de amortecimento viscoso equivalente correspondente ao modelo C-STR4 [61]. ....	116
Figura 4.56: Momento positivo nos topos Norte e Sul e Força nas escoras, para os modelos C-Ref, C-SSR5b1, C-SSR5b2, C-SSR5c e C-STR4. ....	117
Figura 4.57: Posição do ponto de inflexão ao longo do decorrer do ensaio para o modelo C-Ref. ....	118
Figura 4.58: Da esquerda para a direita, posição do ponto de inflexão ao longo do decorrer do ensaio para os modelos C-SSR5b1 e C-SSR5b2, respectivamente. ....	118
Figura 4.59: Posição do ponto de inflexão ao longo do decorrer do ensaio para o modelo C-SSR55b (C-SSR5b1 & C-SSR5b2). ....	119
Figura 4.60: Posição do ponto de inflexão ao longo do decorrer do ensaio para o modelo C-SSR5c. ....	119
Figura 4.61: Extensões na armadura longitudinal superior correspondentes à primeira fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b1). ....	122
Figura 4.62: Extensões na armadura longitudinal superior para o primeiro ciclo de cada patamar de <i>drift</i> , segundo a direcção S - N, correspondentes à primeira fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b1).....	123
Figura 4.63: Extensões na armadura longitudinal superior para o primeiro ciclo de cada patamar de <i>drift</i> , segundo a direcção N - S, correspondentes à primeira fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b1).....	123
Figura 4.64: Extensões na armadura longitudinal inferior correspondentes à primeira fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b1). ....	125
Figura 4.65: Extensões na armadura longitudinal inferior para o primeiro ciclo de cada patamar de <i>drift</i> , correspondentes à primeira fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b1).....	126
Figura 4.66: Extensões na armadura longitudinal inferior correspondentes à segunda fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b2). ....	127
Figura 4.67: Extensões na armadura longitudinal inferior para o primeiro ciclo de cada patamar de <i>drift</i> , correspondentes à segunda fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b2).....	128



Figura 4.68: Extensões na armadura longitudinal superior correspondentes ao modelo C-SSR5c.....	129
Figura 4.69: Extensões na armadura longitudinal superior para o primeiro ciclo de cada patamar de <i>drift</i> , segundo a direcção N - S, correspondentes ao modelo C-SSR5c. ....	130
Figura 4.70: Extensões na armadura longitudinal superior para o primeiro ciclo de cada patamar de <i>drift</i> , segundo a direcção S - N, correspondentes ao modelo C-SSR5c. ....	130
Figura 4.71: Extensões na armadura longitudinal inferior correspondentes ao modelo C-SSR5c.....	131
Figura 4.72: Extensões na armadura longitudinal inferior para o primeiro ciclo de cada patamar de <i>drift</i> , correspondentes ao modelo C-SSR5c. ....	132
Figura 4.73: Extensões na armadura específica de punçoamento correspondentes à primeira fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b1). ....	134
Figura 4.74: Extensões na armadura específica de punçoamento correspondentes à primeira fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b1). ....	135
Figura 4.75: Extensões na armadura específica de punçoamento para o primeiro ciclo de cada patamar de <i>drift</i> , segundo as duas direcções, correspondentes à primeira fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b1).....	136
Figura 4.76: Extensões na armadura específica de punçoamento para o primeiro ciclo de cada patamar de <i>drift</i> , segundo as duas direcções, correspondentes à primeira fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b1).....	136
Figura 4.77: Extensões na armadura específica de punçoamento correspondentes à primeira fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b1). ....	137
Figura 4.78: Extensões na armadura específica de punçoamento para o primeiro ciclo de cada patamar de <i>drift</i> , segundo as duas direcções, correspondentes à primeira fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b1).....	138
Figura 4.79: Extensões na armadura específica de punçoamento correspondentes à segunda fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b2). ....	140
Figura 4.80: Extensões na armadura específica de punçoamento correspondentes à segunda fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b2). ....	141
Figura 4.81: Extensões na armadura específica de punçoamento para o primeiro ciclo de cada patamar de <i>drift</i> , segundo as duas direcções, correspondentes à segunda fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b2).....	142
Figura 4.82: Extensões na armadura específica de punçoamento para o primeiro ciclo de cada patamar de <i>drift</i> , segundo as duas direcções, correspondentes à segunda fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b2).....	142
Figura 4.83 - Extensões na armadura específica de punçoamento correspondentes à segunda fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b2). ....	143
Figura 4.84: Extensões na armadura específica de punçoamento para o primeiro ciclo de cada patamar de <i>drift</i> , segundo as duas direcções, correspondentes à segunda fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b2).....	144
Figura 4.85: Extensões na armadura específica de punçoamento correspondentes ao modelo C-SSR5c. ....	146
Figura 4.86: Extensões na armadura específica de punçoamento correspondentes ao modelo C-SSR5c. ....	147

Figura 4.87 Extensões na armadura específica de punçoamento para o primeiro ciclo de cada patamar de <i>drift</i> correspondentes ao modelo C-SSR5c.....	148
Figura 4.88: Extensões na armadura específica de punçoamento para o primeiro ciclo de cada patamar de <i>drift</i> correspondentes ao modelo C-SSR5c.....	148
Figura 4.89: Extensões na armadura específica de punçoamento correspondentes ao modelo C-SSR5c.....	149
Figura 4.90: Extensões na armadura específica de punçoamento para o primeiro ciclo de cada patamar de <i>drift</i> correspondentes ao modelo C-SSR5c.....	150

# Índice de Tabelas

Tabela 2.1: Resumo de ensaios cíclicos realizados em lajes fungiformes com armadura específica de punçãoamento, adaptado de [80]. .....	29
Tabela 2.2: Valores de $k$ para áreas carregadas rectangulares [8] .....	34
Tabela 2.3: Valores de $\alpha_s$ de acordo com o tipo de pilar. ....	40
Tabela 2.4: Valores de $k_e$ de acordo com o Model Code 2010. ....	47
Tabela 2.5: Diferentes níveis de aproximação para o cálculo da rotação da laje segundo o Model Code 2010 [2]. ....	49
Tabela 3.1: Altura útil, percentagem geométrica de armadura e quantidade de armadura específica de punçãoamento para os três modelos ensaiados. ....	53
Tabela 3.2: Valores de resistência do betão, para cada um dos modelos, aos 28 dias e no dia de ensaio. ....	59
Tabela 3.3: Características do aço da armadura longitudinal. ....	61
Tabela 3.4: Características do aço da armadura transversal. ....	61
Tabela 3.5: Carga gravítica aplicada sobre cada um dos modelos ensaiados. ....	76
Tabela 4.1: Força horizontal máxima e de colapso, respectivo <i>drift</i> e momento flector no ponto de ligação laje - pilar, para cada um dos modelos sob análise. ....	100
Tabela 4.2: Ductilidade em deslocamento para cada um dos modelos sob análise. ....	105
Tabela A.1: Quantidade de armadura específica para cada um dos modelos. ....	163
Tabela A.2: Carga gravítica aplicada sobre cada um dos modelos desenvolvidos no decorrer do presente documento e Ornelas [61]. ....	163
Tabela A.0.3: Valores de resistência do betão para os provetes cúbicos com 28 dias, correspondentes ao modelo C-Ref e ensaiados à compressão. ....	164
Tabela A.0.4: Valores de resistência do betão para os provetes cúbicos com 150 dias, correspondentes ao modelo C-Ref e ensaiados à compressão. ....	164
Tabela A.0.5: Valores de resistência do betão para os provetes cilíndricos com 150 dias, correspondentes ao modelo C-Ref e ensaiados à tracção por compressão diametral (Ensaio Brasileiro). ....	164
Tabela A.0.6: Valores do módulo de elasticidade para os provetes cilíndricos com 150 dias, correspondentes ao modelo C-Ref. ....	164
Tabela A.0.7: Valores de resistência do betão para os provetes cúbicos com 28 dias, correspondentes ao modelo C-SSR5b e ensaiados à compressão. ....	165
Tabela A.0.8: Valores de resistência do betão para os provetes cúbicos com 44 dias, correspondentes ao modelo C-SSR5b e ensaiados à compressão. ....	165
Tabela A.0.9: Valores de resistência do betão para os provetes cilíndricos com 44 dias, correspondentes ao modelo C-SSR5b e ensaiados à tracção por compressão diametral (Ensaio Brasileiro). ....	165
Tabela A.0.10: Valores do módulo de elasticidade para os provetes cilíndricos com 44 dias, correspondentes ao modelo C-SSR5b. ....	165

Tabela A.0.11: Valores de resistência do betão para os provetes cúbicos com 28 dias, correspondentes ao modelo C-SSR5c e ensaiados à compressão. ....	166
Tabela A.0.12: Valores de resistência do betão para os provetes cúbicos com 146 dias, correspondentes ao modelo C-SSR5c e ensaiados à compressão. ....	166
Tabela A.0.13: Valores de resistência do betão para os provetes cilíndricos com 146 dias, correspondentes ao modelo C-SSR5c e ensaiados à tracção por compressão diametral (Ensaio Brasileiro). ....	166
Tabela A.0.14: Valores do módulo de elasticidade para os provetes cilíndricos com 146 dias, correspondentes ao modelo C-SSR5c. ....	166

# Simbologia e Notações

## Letras Minúsculas Latinas

$b_0$	Perímetro da secção crítica
$b_{1,red}$	Perímetro de controlo básico reduzido
$b_s$	Largura da faixa central
$b_u$	Diâmetro do círculo de igual área à do perímetro de controlo básico
$c_1$	Dimensão do pilar na direcção x
$c_2$	Dimensão do pilar na direcção y
$d$	Altura útil da laje
$d_g$	Máxima dimensão dos agregados do betão
$d_v$	Média das alturas úteis nas duas direcções ortogonais no plano da laje
$e_u$	Excentricidade da resultante das forças de corte em relação ao centróide do perímetro básico de controlo
$f_{bd}$	Tensão de adesão da armadura específica
$f_{ccm}$	Valor médio de rotura à compressão do betão em provetes cúbicos
$f_{cd}$	Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão do betão
$f_{ck}$	Valor característico da tensão de rotura à compressão do betão
$f_{cm}$	Valor médio de rotura à compressão do betão em provetes cilíndricos
$f_{ctm}$	Valor médio de rotura à tracção do betão
$f_{su}$	Tensão de rotura à tracção do aço da armadura longitudinal
$f_{sy}$	Tensão de cedência do aço
$f_t$	Valor característico de rotura à tracção do betão (ACI)
$f_{yd}$	Tensão de resistência à tracção do aço de dimensionamento
$f_{yk}$	Valor característico da resistência à tracção do aço
$f_{yt}$	Valor característico da tensão de cedência do aço de armaduras específicas (ACI)
$f_{yw}$	Tensão de cedência do aço de armaduras específicas

$f_{ywd}$	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço de armaduras específicas
$f_{ywd,ef}$	Valor de cálculo da tensão efectiva de cedência do aço de armaduras específicas
$h$	Espessura da laje
$k$	Factor de escala
$k_e$	Coeficiente de excentricidade
$k_\psi$	Parâmetro que depende da deformação e da rotação da laje
$m_{rd}$	Momento flector resistente
$m_{dd}$	Momento actuante por unidade de comprimento
$r_s$	Distância do eixo do pilar até ao raio onde o momento flector é nulo
$s$	Espaçamento radial entre camadas de armadura específica (ACI)
$s_r$	Espaçamento radial entre camadas de armadura específica
$u_0$	Perímetro do pilar
$u_1$	Perímetro de controlo
$u_{out,ref}$	Perímetro a partir do qual não são necessárias armaduras de punçoamento
$v_c$	Tensão resistente ao punçoamento do betão
$v_{ed}$	Tensão de punçoamento actuante
$v_{min}$	Resistência mínima ao punçoamento
$v_n$	Tensão de resistência ao punçoamento
$v_{Rd,c}$	Valor de cálculo da tensão resistente ao punçoamento
$v_{Rd,max}$	Valor de cálculo da tensão resistente ao punçoamento com armadura específica
$v_{rd}$	Resistência máxima ao punçoamento
$v_s$	Tensão resistente ao punçoamento do aço
$v_u$	Tensão de punçoamento actuante (ACI)

## Letras Maiúsculas Latinas

$A_c$	Área de betão dentro da secção crítica
$A_s$	Área de armadura longitudinal
$A_{sw}$	Área de armadura específica
$A_{sw,min}$	Área mínima de armadura específica
$A_v$	Área de todos os ramos de armadura específica por perímetro (ACI)
$E_c$	Módulo de elasticidade do betão
$E_{cm}$	Valor médio do Módulo de elasticidade do betão
$E_{d1}$	Energia dissipada para deslocamentos positivos
$E_{d2}$	Energia dissipada para deslocamentos negativos
$E_s$	Módulo de elasticidade do aço
$E_{s1}$	Energia de deformação elástica para deslocamentos positivos
$E_{s2}$	Energia de deformação elástica para deslocamentos negativos
$F_{H,max}$	Força horizontal máxima no topo do pilar
$F_u$	Força horizontal no topo do pilar quando ocorre a rotura da laje
$K_{eff}$	Rigidez lateral efectiva
$P_{peak}$	Força horizontal máxima
$P_u$	Valor experimental da Força horizontal na rotura
$V_{Ed}$	Esforço transversal actuante
$V_{perp,d,max}$	Esforço transversal máximo por unidade de comprimento, ao longo do perímetro de controlo básico
$V_{rc}$	Valor médio do esforço resistente de punção
$V_{rd}$	Valor de cálculo do esforço resistente de punção
$W_1$	Factor relacionado com a distribuição das tensões tangenciais

## Letras de Símbolos Gregos

$\alpha$	Ângulo que a armadura de punçoamento faz com o plano da laje
$\alpha_{médio}$	Inclinação média da superfície de rotura com o plano da laje
$\alpha_s$	Factor que tem em conta a localização do pilar em planta
$\beta$	Coeficiente relacionado com a excentricidade do carregamento. Relação entre o lado maior e menor do pilar
$\gamma_c$	Coeficiente de segurança do betão ( $\gamma_c = 1,5$ )
$\Delta$	Deslocamento registado num determinado ponto
$\Delta_{r1}$	Deslocamento residual após ciclos com deslocamentos positivos
$\Delta_{r2}$	Deslocamento residual após ciclos com deslocamentos negativos
$\Delta_y$	Deslocamento equivalente à plastificação idealizada do modelo
$\lambda$	Factor que tem em conta o uso de betão leve ( $\lambda = 1.0$ para betões normais)
$\mu_\delta$	Ductilidade em deslocamento
$\mu_{peak}$	Ductilidade em deslocamento para o deslocamento no pico de força horizontal no topo do pilar
$\mu_u$	Ductilidade em deslocamento para o deslocamento na rotura
$\chi_{eq}$	Coeficiente de amortecimento viscoso
$\rho_l$	Percentagem geométrica de armadura longitudinal
$\rho_{lx}$	Percentagem geométrica de armadura longitudinal na direcção x
$\rho_{ly}$	Percentagem geométrica de armadura longitudinal na direcção y
$\sigma_{cp}$	Média das tensões de compressão no betão devido a pré-esforço
$\sigma_{swd}$	Factor relacionado com a tensão desenvolvida nas armaduras específicas
$\phi$	Factor de segurança do betão ( $\phi = 0.75$ ) (ACI). Diâmetro do varão
$\psi$	Rotação da laje em torno do pilar



## **Letras de Abreviaturas**

ACI	American Concrete Institute
ASCE	American Society of Civil Engineers
DEC	Departamento de Engenharia Civil
EC2	Eurocódigo 2
FCT-UNL	Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa
MC2010	Model Code 2010
SEI	Structural Engineering Institute



# Capítulo 1

## 1. Introdução

### 1.1 Aspectos Gerais

Com o decorrer do tempo, cada vez mais as decisões de um engenheiro civil são influenciadas por factores de ordem, sobretudo, económica e social, obrigando-o a procurar e desenvolver novas soluções. Dito isto, no processo de concepção de edifícios, procurou-se desenvolver elementos de laje possíveis de executar num menor espaço de tempo, consumindo menos recursos, satisfazendo as necessidades que se considerem adequadas e que verifiquem todas as condições de segurança necessárias à sua utilização, resultando na hoje denominada laje fungiforme (Figura 1.1).



**Figura 1.1:** Arranha-céus Burj Khalifa Bin Zayod. Pormenor construtivo com recurso a lajes fungiformes [21] [Imre Solt]

A laje fungiforme consiste num elemento de betão armado, que se distingue das demais pelas suas condições de apoio, i.e., uma laje que apoia directamente sobre os pilares (Figura 1.2). A utilização deste tipo de laje tem vindo a tornar-se cada vez mais comum face às suas mais valias, quer em termos de execução e arquitectónicos, quer em termos económicos. Entenda-se por mais valias de execução a homogeneização em torno de todo o processo construtivo (elementos de geometria simples), por mais valias arquitectónicas a abertura de espaço interior, não só de edifícios destinados a habitação (simplicidade e esbelteza de elementos à vista) como também pela facilidade de instalações (maior pé direito e ausência de vigas) em edifícios quer de escritórios quer

institucionais, de que são exemplo hospitais, e por mais valias económicas a redução significativa do custo de execução, sobretudo devido à inexistência de elementos de viga.

Em oposição às vantagens mencionadas, a utilização deste tipo de laje acarreta enormes responsabilidades aquando do seu dimensionamento, uma vez que removidas as vigas surgem zonas de concentração de tensões ao longo do perímetro de ligação laje-pilar, originando um tipo específico de rotura denominado rotura por punçoamento, que se caracteriza pela penetração do pilar na laje. Note-se que a remoção das vigas implica ainda uma redução significativa da rigidez da estrutura com implicações directas no comportamento desta à actuação de um sismo.

Por forma a dotar uma laje fungiforme de capacidade de resistência à rotura por punçoamento, existem duas variáveis que não podem em caso algum ser desprezadas: a espessura do elemento de laje e o reforço desta com armadura específica. O problema pode ainda ser contornado com a simples adição de capitéis (Figura 1.2 – b), sendo que a opção mais comum é a utilização de armadura específica uma vez que as restantes implicam o aumento do peso próprio da estrutura, heterogeneização do processo construtivo e, consequentemente, o aumento do custo de execução.

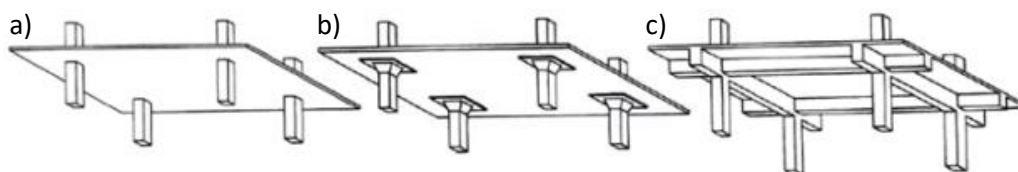


Figura 1.2: Principais tipos de laje: a) Laje fungiforme sem capitel, b) Laje fungiforme com capitel e c) Laje vigada, adaptado de [8].

## 1.2 Objectivos

O presente documento visa a continuação de um estudo presentemente em desenvolvimento no Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa (DEC-FCT/UNL), acerca da rotura por punçoamento e da capacidade de resistência de lajes fungiformes quando solicitadas de forma horizontal e cíclica. Face a um perfeito entendimento do desenvolvimento deste estudo enumeram-se alguns dos mais importantes artigos desenvolvidos por Almeida et al. [15][16][17] e Gouveia et al. [39][40], teses de doutoramento desenvolvidas por Micael Inácio [48] e Nuno Gouveia [41] e teses de mestrado desenvolvidas por Bruno Alcobia [14], Gonçalo Antunes [18] e Miguel Ornelas [61].

Uma vez que se trata de um elemento muito susceptível à ocorrência deste tipo de rotura, rotura por punçoamento, sobre a acção de um sismo entende-se que não existe na Europa regulamentação em vigor que cubra de forma clara e adequada o dimensionamento deste tipo de elementos/ligação por forma a resistir a solicitações horizontais e cíclicas.

Desta forma, pretende-se estudar a influência de um determinado tipo de armadura específica, *shear stud*, e respectiva influência na capacidade resistente de uma laje fungiforme em detrimento da utilização das restantes armaduras específicas normalmente utilizadas para o mesmo fim, estribos. Esta abordagem surge no seguimento de estudos desenvolvidos anteriormente, onde se observa que lajes fungiformes sem armadura específica de punçoamento não se apresentam como uma boa solução quando sujeitas a acções horizontais do tipo cíclicas, em especial para níveis de carga gravítica elevados a actuar em simultâneo.

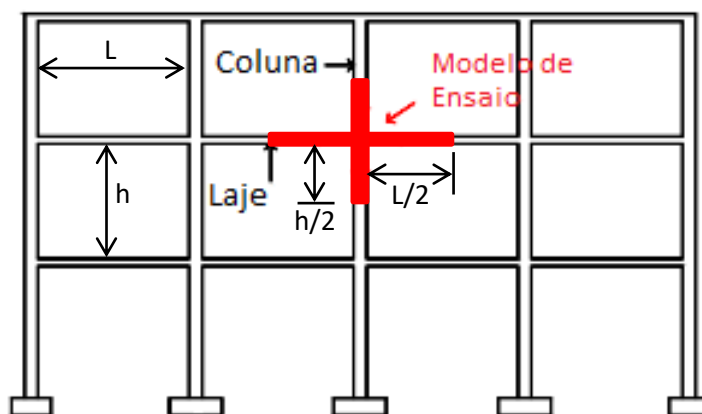


Figura 1.3: Exemplo de uma ligação interior equivalente àquela que se pretende estudar.

Para tal serão desenvolvidos e analisados experimentalmente três modelos de laje que, em simultâneo com o sistema de ensaio utilizado, procuram simular uma ligação laje-pilar interior (Figura 1.3). Do conjunto de três modelos, apenas dois contêm armadura específica de punçoamento, em igual quantidade, variando entre si apenas na quantidade de carga gravítica aplicada. Todos os modelos serão solicitados de forma cíclica e horizontal por forma a compreender se este novo conceito de armadura específica de punçoamento é viável, capaz de atribuir a este tipo de lajes uma capacidade resistente melhor que outros tipos de armadura e, sobretudo se o seu dimensionamento está de acordo com as normas em vigor.

## 1.3 Organização da Dissertação

O presente documento encontra-se dividido em cinco capítulos, de entre os quais, este primeiro capítulo cujo objectivo é o de introduzir o tema e esclarecer o leitor acerca dos objectivos e organização deste trabalho.

Segue-se o segundo capítulo onde se apresenta o estado de arte, i.e., onde se explica o fenómeno por detrás de uma rotura por punçoamento, assim como o estado actual de conhecimento deste, desde os diferentes tipos de armadura específica utilizados e/ou estudados aos regulamentos internacionais (*American Concrete Institute* ACI 318M-14[1] e Eurocódigo 2 (EC2)[8]) onde constam as regras de dimensionamento de lajes fungiformes com armadura específica de punçoamento.

No terceiro capítulo é apresentado todo o programa experimental com descrição detalhada dos modelos e seus constituintes, a instrumentação utilizada e a finalidade desta, o sistema de ensaio e um protocolo de ensaio que visa a universalidade dos resultados obtidos com recurso a este sistema.

No quarto capítulo são apresentados e analisados todos os resultados experimentais para, de uma forma aprofundada, se poderem tirar aquelas que se considerem as melhores conclusões. Foram ainda calculados todos os parâmetros tidos como fundamentais às análises em questão.

Finalmente, o quinto capítulo onde se apresentam as principais conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

# Capítulo 2

## 2. Estado de Arte

### 2.1 O Punçoamento

#### **Pun • ço • a • men • to**

(punçar + -mento)

Substantivo masculino

1. Acto ou efeito de punçar.
2. [Construção] Força aplicada numa pequena área de uma superfície (ex.: rotura de punçoamento; resistência ao punçoamento em lajes).

em Dicionário da Língua Portuguesa Priberam.pt

Punçoamento é a nomenclatura atribuída a um tipo específico de rotura caracterizada pela penetração de um pilar na laje, onde o elemento de laje se separa fisicamente do pilar, dando origem, normalmente, a um cone de betão a encabeçar o pilar (Figura 2.1). Este tipo de rotura tem origem na transferência de esforços de corte e de flexão ao longo de um espaço de área relativamente pequeno em torno do(s) pilar(es), o que de alguma forma se assemelha à aplicação de uma carga pontual (por parte do pilar) na superfície de laje, dando origem a tensões de corte significativas [12][22]. *O histórico da investigação de soluções com betão armado evidencia o fenómeno do punçoamento como um dos problemas com maior dificuldade em termos de dimensionamento de estruturas*, Rebelo [70].

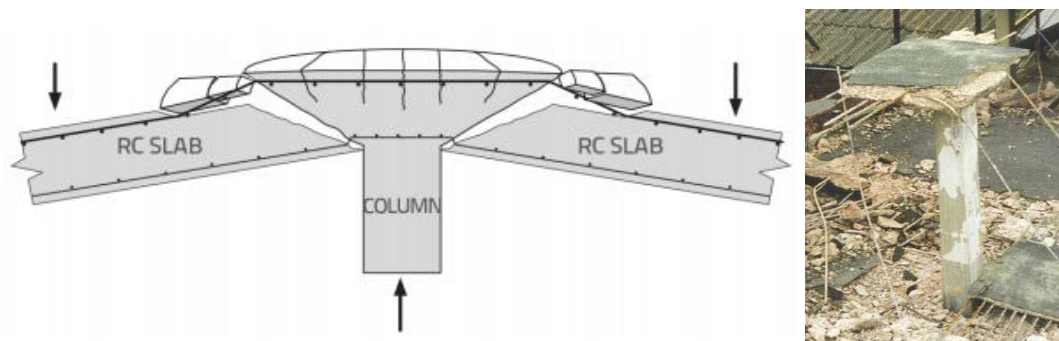


Figura 2.1: Colapso derivado de uma rotura por punçoamento, diagrama (à esq.) [21] e caso real, ocorrido num edifício destinado a estacionamento automóvel, Wolverhampton 1997 (à dt.) [82]

A capacidade de uma ligação deste tipo resistir a esforços de corte significativos, decorrentes da transferência de esforços já mencionada, depende não só de factores geométricos como também de factores mecânicos dos materiais. Poder-se-á pensar que a origem deste problema está na própria solicitação excessiva da laje mas, comprovadamente e partindo do pressuposto de que o dimensionamento dos elementos se encontra de acordo com as normas em vigor, o problema reside no próprio elemento de laje, na sua espessura reduzida e nas limitações mecânicas dos materiais envolvidos. Uma qualquer laje fungiforme pode romper por punçoamento por duas vias distintas: solicitação por via de cargas verticais estáticas ou semi-estáticas e solicitação por via de cargas horizontais (e cíclicas), de que é exemplo a ocorrência de um sismo. Entende-se que, no primeiro caso, o fenómeno de rotura por punçoamento é não só bem conhecido, como se encontra devidamente enquadrado nas normas em vigor, sendo que no segundo caso se reconhece que, embora as normas americanas, em resultado de muitos anos de pesquisa, contenham normativas face ao dimensionamento deste tipo de elementos aquando da ocorrência de um sismo, as normas europeias não apresentam conhecimento consolidado sequer que permita a formulação da capacidade resistente dos elementos envolvidos.

O elevado grau de perigosidade associado a este tipo de rotura provém do simples facto de esta se comportar de forma frágil, i.e., a rotura ocorre de uma forma repentina e sem qualquer tipo de deformação excessiva que assim o indique (ligação isenta de qualquer tipo de ductilidade), levando a ligação laje-pilar a uma perda súbita de capacidade resistente, cujo resultado é um colapso imediato daquela ligação. Ainda que o fenómeno de punçoamento seja localizado, este tipo de rotura obriga a uma redistribuição de esforços ao longo da demais estrutura que, de acordo com a capacidade resistente desta, pode vir a criar as condições de ocorrência do denominado colapso progressivo. De uma forma mais clara, se numa qualquer estrutura, derivado de uma rotura por punçoamento se incapacita um dos apoios, os demais serão sobrecarregados de tal forma que a sobrecarga que passa a existir nos restantes apoios pode levar a sucessivos fenómenos de punçoamento até ao limite da laje de determinado piso não ter mais por onde se apoiar e colapsar sobre a anterior, sobrecarregando-a, e originando novos fenómenos de rotura por punçoamento (Figura 2.2). Este efeito de colapso progressivo pode facilmente levar ao colapso total da estrutura [65] (Figura 2.2). Note-se ainda que, embora este tipo de rotura se encontre intimamente ligado com o estudo em torno de lajes fungiformes, a sua ocorrência foi inicialmente identificada em fundações directas por Arthur N. Talbot [20].





Figura 2.2: Exemplo de colapsos resultantes de uma rotura por punçoamento. À esquerda, o colapso total do centro comercial Sampoong, Seul, Coreia do Sul (1995) [83]. À direita, o colapso parcial de uma laje, no parque de estacionamento de Piper's Row, Wolverhampton, UK (1997) [82].

Entenda-se por normas vigentes na Europa, o Eurocódigo 2 – Projecto de Estruturas de Betão (EC2)[8], que diz respeito ao dimensionamento de estruturas de betão armado e onde se enquadra o dimensionamento de uma laje fungiforme, quer para os Estados Limite Últimos, quer para os Estados Limite de Utilização, o Eurocódigo 8 – Projecto de Estruturas para Resistência aos Sismos (EC8)[9], enquanto complemento do EC2 e onde existe uma lacuna face ao dimensionamento de uma qualquer estrutura com recurso a lajes fungiformes enquanto primeiro elemento de resistência a um sismo, conforme o parágrafo 5.1.1 (2) – EC8 e o Model Code for Concrete Structures (MC2010)[2] que, sendo posterior aos diversos Eurocódigos, foi desenvolvido com o intuito de orientar futuras actualizações e geração de códigos estruturais. É ainda tido em conta o American Concrete Institute – Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318M-14) [1] enquanto norma Americana.

Por forma a elucidar o leitor acerca da lacuna que se considera no EC8, este “(...) *não possui qualquer tipo de regras/normas para modelar, analisar e dimensionar, com o devido detalhe, elementos de laje fungiforme sobre a acção de um qualquer sismo*”, Ramos et al. [69]. Desta forma torna-se claro que é fundamental, não só estudar o fenómeno como compreendê-lo por forma a que num futuro próximo as normas se apresentem actuais e predispostas face ao correcto dimensionamento de um qualquer projecto de estruturas.

Ainda e por oposição às mais-valias associadas à utilização deste tipo de lajes e já mencionadas anteriormente, é notório que a vulnerabilidade deste tipo de lajes à actuação de um sismo é merecedora dos mais diversos estudos relativos à capacidade resistente destas a este tipo específico de rotura, por forma a evitar acidentes de enorme gravidade que acarretam custos elevadíssimos em perda de vidas humanas, de que são exemplo a Ponte Struve Slough, Califórnia, USA, o Centro Comercial Sampoong, Seul, Coreia do Sul, 1995, o Parque de Estacionamento, ChristChurch, Nova Zelândia, 2011, entre outros de igual gravidade e importância (Figura 2.3).



Figura 2.3: Exemplo de colapsos resultantes de uma rotura por punçoamento. Em cima, o colapso do tabuleiro de um viaduto em Loma Prieta, Califórnia (1989) [84][88]. Em baixo, o colapso de outro tabuleiro de uma ponte, também na Califórnia (1994) [85].

A título de curiosidade, é de notar que, em termos de mortalidade, até ao conhecido incidente ocorrido a 11 de Setembro de 2001, com a queda das Twin Towers, Nova York, o acidente mais letal surge de uma rotura por punçoamento, a 29 de Junho 1995, onde o Centro Comercial Sampoong, Seul, Coreia do Sul ruiu na sua totalidade, registando-se a perda de 502 vidas humanas e 937 feridos. A gravidade deste acidente fez dele o mais mortal, em termos de ruína de estruturas de forma não deliberada.

### 2.1.1 Mecanismos de rotura por Punçoamento

A rotura por punçoamento, conforme já foi referido, decorre de uma transferência de esforços de flexão e de corte da laje para o pilar, a ocorrer num espaço de área significativamente pequeno e essencialmente condicionado pela resistência à tracção e compressão do betão [11]. O fenómeno físico deste tipo de rotura pode ser melhor compreendido quando repartido em diferentes fases de acordo com o gráfico da Figura 2.4, força vs deslocamento.

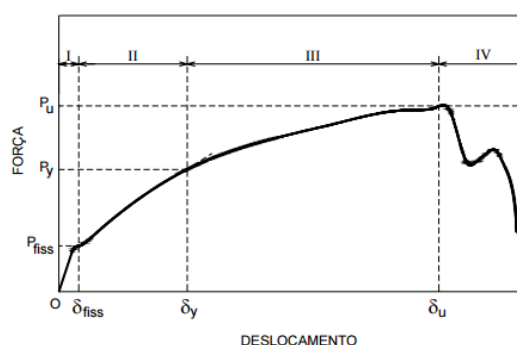


Figura 2.4: Gráfico tipo força vs deslocamento de uma laje fungiforme ensaiada até à rotura por punçoamento [45].

Desta feita, tem-se uma primeira fase, **fase elástica-linear**, onde o nome define o comportamento dos elementos envolvidos, i.e., o aço e o betão comportam-se de forma elástica linear, não ocorrendo quaisquer tipos de fendas e/ou cedência dos materiais envolvidos uma vez que estes se encontram solicitados de forma significativamente reduzida. Uma segunda fase denominada por **fase de resposta à flexão**, caracteriza-se pelo aparecimento das primeiras fendas de flexão (fendas tangenciais), quer na face superior, quer na face inferior da laje, resultantes dos momentos flectores, negativo e positivo, respectivamente, e que vão provocar uma diminuição de rigidez da laje derivada da abertura de fendas. Ainda nesta fase e com o sucessivo aumento de solicitações surgem as primeiras fendas radiais em torno do pilar e, derivado de uma rápida transferência de esforços do betão para a armadura, esta deforma de forma rápida e acentuada, podendo vir a atingir a tensão de cedência. A terceira fase, **fase de resistência ao corte**, corresponde ao início da rotura por punçoamento propriamente dita, consistindo no aparecimento das primeiras fendas interiores que atravessam a laje e dão forma à estrutura cónica a encabeçar o pilar. Esta fase, uma vez que se caracteriza por fendas interiores, pode passar despercebida, sem sinais evidentes de estar a ocorrer. Por fim temos a rotura seguida de uma última fase, **fase pós-rotura ao punçoamento**, onde a laje se desliga fisicamente do pilar, sendo que em alguns casos a ligação pode ser mantida por tempo indefinido através das armaduras longitudinais inferior e superior da laje e/ou através da armadura de colapso progressivo, caso se verifique a existência desta.

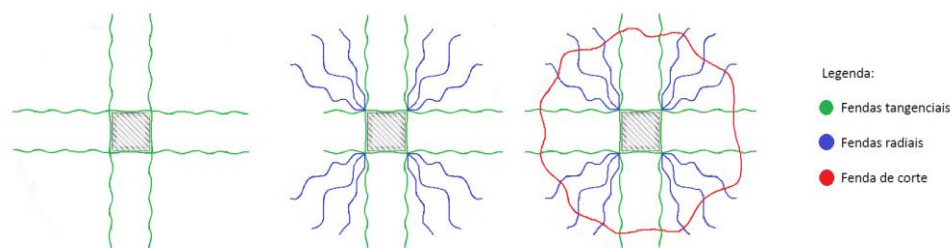


Figura 2.5: Diferentes tipos de fendas a ocorrer pela ordem apresentada durante o carregamento de uma qualquer laje fungiforme, até à ocorrência da rotura por punçoamento, adaptado de [14].

## 2.1.2 Mecanismo de Resistência ao Punçoamento

Aquando de uma qualquer solicitação numa qualquer laje fungiforme, na periferia do pilar cria-se um mecanismo de resistência ao punçoamento ou, mecanismo de resistência ao corte que, de uma forma simplificada, não é mais que um mecanismo desencadeado por esforços de resistência e que tenta de alguma forma inviabilizar a ocorrência de uma rotura, neste caso por punçoamento. Este mecanismo compreende a compressão radial a ocorrer na face do pilar, o efeito de ferrolho e o atrito entre superfícies (aquando da abertura de fendas) [28]. A rotura por punçoamento dá-se pós colapso de todos os intervenientes neste mecanismo, i.e., esmagamento do betão (compressão radial), cedência das armaduras longitudinais (efeito de ferrolho) e abertura excessiva de fendas ( atrito entre inertes).

Dito isto, e de acordo com Ramos e Lúcio [12], os parâmetros que determinam a eficiência deste mecanismo são a resistência à compressão do betão, a quantidade de armadura longitudinal amarrada para além desta com a abertura da fenda de corte (controla a abertura de eventuais fendas e desta forma o atrito entre agregados, influencia o efeito de ferrolho e determina o local da linha neutra, i.e., da zona comprimida), “efeito de escala”<sup>(1)</sup> (influencia o atrito entre inertes), resistência à tracção do betão (resistência dos inertes às forças de atrito) e, caso exista, a quantidade de armadura transversal que achesse a fenda de corte. [29][79]

A figura que se segue procura ilustrar o mecanismo assim como os seus principais constituintes.

<sup>1</sup> “Efeito de Escala” – Dimensão relativa entre os inertes e a altura da laje, Ramos e Lúcio [12].

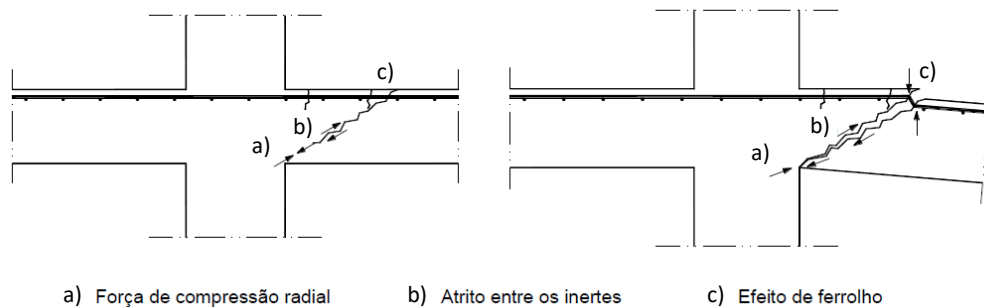


Figura 2.6: Diferentes mecanismos de resistência ao punçoamento [11].

Assim, para efeitos de resistência ao corte considera-se que o mecanismo de resistência ao punçoamento é composto pelas componentes verticais da força de compressão radial, do atrito entre inertes e do efeito de ferrolho, conhecido na literatura internacional por *Dowel Action*.

### 2.1.3 Factores de Influência na Capacidade Resistente ao Punçoamento

No que diz respeito aos factores de influência na capacidade resistente de um elemento/ligação deste tipo, estes podem ser agrupados em dois principais grupos de enorme importância face à resistência ao punçoamento:

Geometria dos elementos, onde se inclui não só a espessura da laje que, quanto maior, maior é a capacidade resistente do elemento a esforços de corte, a altura útil e o vão da mesma, assim como as dimensões e localização dos pilares (esbelteza, pilar de bordo, de canto ou interior);

Propriedades dos materiais, de entre os quais os mais importantes são a resistência à compressão do betão e a resistência à tracção do aço constituinte quer da armadura ordinária (longitudinal) quer da armadura específica de punçoamento.

O grupo propriedades dos materiais também diz respeito a reforços de armadura longitudinal dentro do perímetro de controlo, caso se verifique a existência destas.

### 2.1.4 Modos de Rotura por Punçoamento

A complexidade em torno, quer do próprio fenómeno de punçoamento, quer do dimensionamento de um qualquer elemento de laje fungiforme face a este tipo de rotura evidencia-se aquando de uma análise cuidada sobre os diferentes modos de rotura passíveis de ocorrer. Citando Muttoni, segue-se a descrição dos cinco diferentes modos de rotura associados às várias e deficientes formas de armar quer transversalmente quer longitudinalmente, um elemento de laje. [29][73]

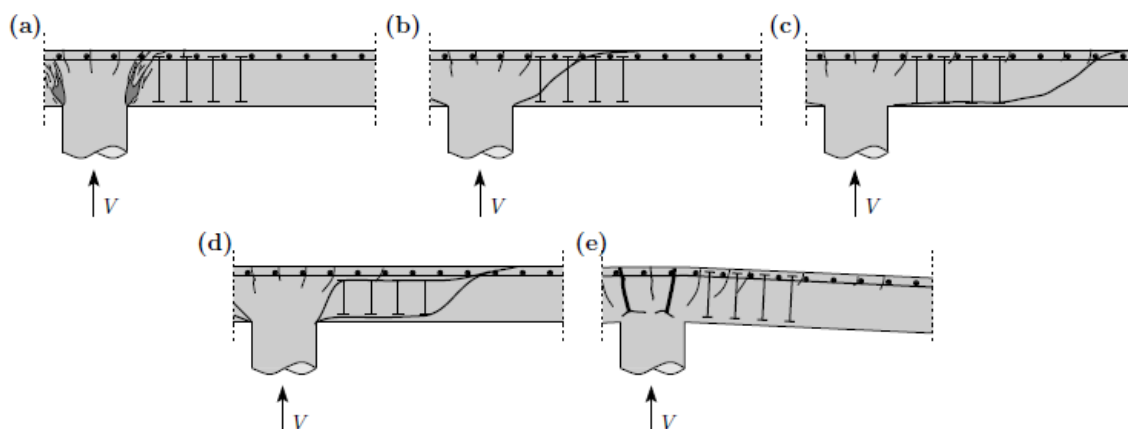


Figura 2.7: Esquema com os diferentes modos de rotura por punçoamento passíveis de ocorrer numa laje fungiforme com armadura específica [73].

O primeiro modo de rotura apresentado (Figura 2.7-(a)) ocorre por esmagamento do betão e está relacionado com um sobredimensionamento, quer da armadura longitudinal, quer da armadura transversal (armadura específica de punçoamento). O sobredimensionamento referido dá azo à ocorrência de esforços de compressão muito elevados em zonas de grande proximidade ao pilar, onde eventualmente se dá a rotura de punçoamento por esmagamento do betão. Este modo de rotura caracteriza-se pela ocorrência de fendas entre a face do pilar e o primeiro perímetro de armadura transversal e serve como base à determinação da máxima resistência que a armadura transversal providencia.

Um segundo modo de rotura (Figura 2.7-(b)) ocorre exactamente da forma pretendida, i.e., com o aparecimento de fendas a atravessar a armadura transversal. Entende-se que este tipo de rotura ocorre para quantidades moderadas ou baixas de armadura transversal, o que não só evidencia o correcto dimensionamento e pormenorização da armadura transversal como serve de base à determinação da quantidade mínima de armadura transversal necessária. Um fenda deste tipo promove que a resistência ao punçoamento se dê tanto pelo betão como pela armadura transversal que, conforme já foi dito, é exactamente o que se pretende com a utilização deste tipo de armadura.

De seguida tem-se um terceiro modo de rotura (Figura 2.7-(c)) caracterizado pela ocorrência de fendas para lá do último perímetro de armadura transversal. Este modo de rotura estando associado a perímetros de armadura transversal demasiado próximos do pilar, serve como base para a formulação do último perímetro, até ao qual deve ser colocada armadura transversal.

O modo de rotura que segue (Figura 2.7-(d)) ocorre por delaminação do betão e decorre do facto de a armadura transversal não envolver a armadura longitudinal, que se traduz num modo de rotura bastante dúctil mas de resistência limitada. Desta forma os códigos em vigor desaconselham o uso de armadura transversal que não envolva por completo a armadura longitudinal.

Por último, temos um modo de rotura (Figura 2.7-(e)) determinado pelo aparecimento de uma rótula plástica na zona de maior esforço de flexão, derivado de um sobredimensionamento de armadura transversal e/ou de um subdimensionamento de armadura longitudinal cujo resultado é uma rotura por flexão ao invés de uma por punçoamento.

Em resultado de uma análise cuidada sobre os modos de rotura mencionados é possível compreender que estes servem como uma das muitas e mais importantes ferramentas para, não só ajudar a compreender melhor o fenómeno como se encontram na base das mais diversas formulações apresentadas pelas normas vigentes face à pormenorização quer de armadura específica para o punçoamento quer da própria armadura longitudinal.



## 2.2 Acções Horizontais e Cíclicas

Para uma melhor compreensão do capítulo que se segue sugere-se ao leitor que, de uma forma simplificada, entenda uma acção horizontal e cíclica enquanto uma acção sísmica, uma vez que se considera ser esta a mais gravosa de entre um vasto leque de acções horizontais e cíclicas passíveis de ocorrer.

Assim e no seguimento do que já foi dito anteriormente, considera-se primordial estudar e compreender o fenómeno de punçoamento sobre acções sísmicas uma vez que a aplicação de forças deste tipo (horizontais e cíclicas) impõem rotações nas ligações onde a fraca ductilidade destas, assim como a falta de capacidade de transferência de esforços de flexão e de corte entre elementos conduzem a um elevado grau de degradação (perda de rigidez/rotura) da ligação.

Enquanto que num elemento de laje vigada a resistência à actuação de um sismo é assegurada por um sistema de pórtico viga-pilar, permitindo que a influência da laje no processo de resistência seja deveras reduzido, uma vez removidas as vigas a um elemento deste tipo, este passa a ter um papel activo na capacidade resistente da estrutura sobre acções horizontais, sabendo-se à priori não ser esta a melhor solução a menos que se recorra a formulações detalhadas sobre o caso em análise.

Desde um aumento significativo dos esforços actuantes, a alternância destes (derivado de uma solicitação cíclica) até um aumento de excentricidade das cargas transmitidas aos pilares, resultam esforços de flexão equilibrados pela ligação laje-pilar provocando uma distribuição de tensões não uniforme ao longo do perímetro de controlo (Punçoamento Excêntrico) [12]. Todos estes fenómenos enfatizam a fragilidade de uma laje fungiforme a uma rotura por punçoamento sob a acção de um sismo, de tal forma que, actualmente, o dimensionamento deste tipo de elementos face a uma solicitação sísmica recorre à utilização de outros elementos estruturais como primeiros elementos de resistência, entre os quais, paredes resistentes é a solução mais comum.

A remoção das vigas implica ainda limitações na própria ligação (viga-pilar vs laje-pilar) uma vez que esta alteração estrutural resulta numa perda de ductilidade que se sabe ser de enorme importância face a actuação de um sismo. Facilmente se compreende que, sob a acção de um sismo, um comportamento dúctil está directamente relacionado com a capacidade de uma qualquer estrutura/ligação dissipar energia pelo que é fundamental restituir a ductilidade das ligações, neste caso com recurso a armaduras específicas [13].

Assim, e de acordo com as normas, é comum a utilização de elementos de parede em betão armado por forma a reestruturar o contraventamento da própria estrutura e repor valores de rigidez que se considere razoáveis. Também é recomendada a colocação de vigas de bordadura (caso os pilares se encontrem na extremidade da laje) uma vez que de entre os pilares existentes (bordo, canto e interior) se considera serem os de bordo e de canto os mais vulneráveis à ocorrência do fenómeno de rotura por



punçoamento [9][10]. Ainda assim não se deve negligenciar o fenómeno de rotura por punçoamento em pilares interiores uma vez que, segundo Hawkins e Mitchell, o colapso progressivo é tanto mais provável de ocorrer quando despoletado por uma rotura por punçoamento destes [42].

Assim e no seguimento da informação anterior, por forma a compreender e de alguma forma normalizar os ensaios experimentais, existem alguns parâmetros de análise que se considera serem fundamentais para o perfeito entendimento da capacidade resistente de uma laje a solicitações horizontais e cíclicas.

### 2.2.1 Parâmetros de Análise da Resistência ao Punçoamento sobre Acções Horizontais e Cíclicas

Aquando de uma solicitação sísmica, entende-se que, primeiramente, é da maior importância procurar conhecer a capacidade de um elemento e/ou estrutura em amortecer a vibração imposta, i.e., a capacidade destes elementos em dissipar energia, de onde resulta um **Coefficiente de Amortecimento Viscoso Equivalente**,  $\xi_{eq}$ . De uma forma simplificada, “(..) o coeficiente de amortecimento viscoso equivalente é uma grandeza adimensional que descreve o amortecimento histerético. Este amortecimento refere-se à dissipação de energia devido ao comportamento não-linear das estruturas para grandes deformações.” Moreira [58].

O cálculo deste coeficiente foi proposto por Hose e Seible [46] que, de acordo com a formulação que se segue (Equação 2.1), permite calcular o coeficiente de amortecimento viscoso com recurso a um diagrama histerético (Figura 2.8) resultante de um qualquer ensaio cíclico.

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4\pi} \left( \frac{E_{d1}}{E_{s1}} + \frac{E_{d2}}{E_{s2}} \right) \quad (\text{Eq. 2.1})$$

onde,

$\xi_{eq}$ , coeficiente de amortecimento viscoso equivalente;

$E_{d1}$ , energia dissipada para deslocamentos positivos;

$E_{s1}$ , energia de deformação elástica para deslocamentos positivos;

$E_{d2}$ , energia dissipada para deslocamentos negativos;

$E_{s2}$ , energia de deformação elástica para deslocamentos negativos.

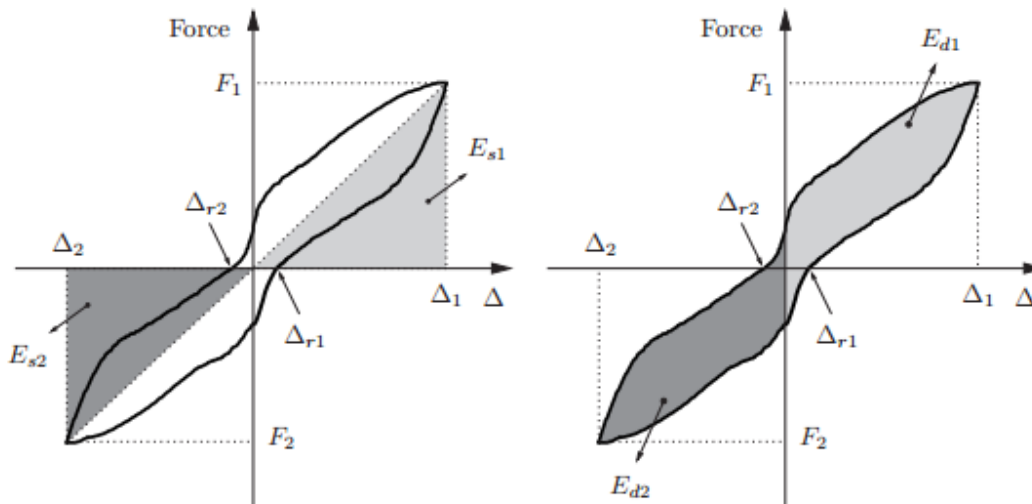


Figura 2.8: Diagrama histerético e respectivas variáveis necessárias ao cálculo do coeficiente de amortecimento viscoso equivalente e índice de deformação residual. [46][56]

De acordo com a Figura 2.9 é possível obter um outro parâmetro de grande importância aquando de uma análise comportamental de uma qualquer estrutura à actuação de um sismo, denominado por **Rigidez Lateral Efectiva**,  $K_{eff}$  [46]. Este permite definir a resistência da estrutura a uma deformação imposta e pode ser obtido através do rácio entre força e deslocamento (Equação 2.2) que, de uma forma simples, não é mais que o declive da recta a tracejado que delimita as zonas a sombreado.

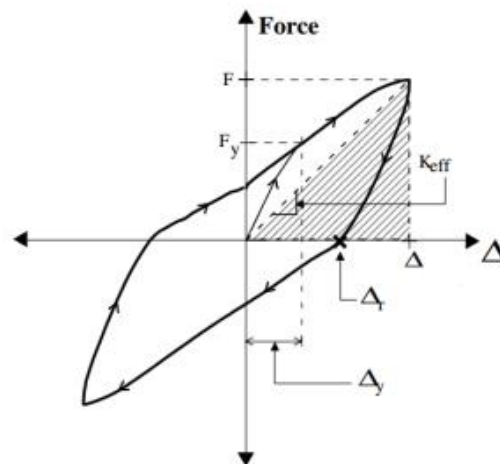


Figura 2.9: Diagrama histerético e respectivas variáveis necessárias ao cálculo da rigidez efectiva, adaptado de [46].

$$K_{eff} = \frac{F}{\Delta} \quad (\text{Eq. 2.2})$$

onde,

F, Força aplicada na estrutura,

Δ, Deslocamento sofrido pela estrutura face à solicitação F.

Embora a Figura 2.9 demonstre simetria entre ciclos de carga e descarga, é importante elucidar o leitor de que este comportamento nem sempre se confirma, pelo que as formulações, sendo as mesmas, podem resultar em valores diferentes entre ciclos.

Um terceiro parâmetro de igual importância face ao comportamento de uma dada estrutura quando sob a actuação de um sismo é o denominado **Displacement Ductility**,  $\mu_\Delta$ , cuja finalidade é quantificar a ductilidade desta através da relação entre a deformação da estrutura para o pico da sollicitação horizontal ou para a rotura da estrutura e a deformação de cedência idealizada/estimada. Este parâmetro, segundo Pan e Moehle [62], é obtido experimentalmente através da aproximação da envolvente da curva histerética a um comportamento elastoplástico bilinear (Figura 2.10) [46][68], segundo a Equação 2.3, com recurso à equivalência entre as áreas da curva e do trapézio.

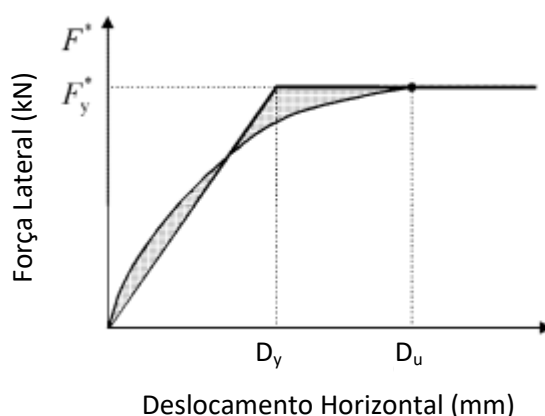


Figura 2.10: Aproximação bilinear da curva envolvente do diagrama histerético, adaptado de [62].

$$\mu = \frac{D_u}{D_y} \quad (\text{Eq. 2.3})$$

onde,

$D_u$ , deslocamento registado num determinado momento (pico da sollicitação horizontal ou rotura da estrutura/ligação).

$D_y$ , deslocamento relativo à cedência idealizada/estimada para a estrutura/ligação.

Por último e não menos importante temos o **Índice de Deformação Residual, RDI**, que relaciona a deformação residual após descarga com a deformação aquando da cedência da estrutura e, de acordo com a assimetria já mencionada no comportamento cíclico, procura obter uma média destes para cada ciclo (carga + descarga). O objectivo por detrás do cálculo deste parâmetro é a obtenção de um valor que procure quantificar os danos sofridos pela estrutura uma vez terminado cada ciclo, ajudando de alguma forma a avaliar uma eventual reparação desta, e pode ser obtido através da equação 2.4.

O cálculo deste parâmetro também é válido para elementos que apresentem comportamento cíclico simétrico.

$$RDI = \begin{cases} \frac{\Delta_r}{\Delta_y} & , \text{simetria no diagrama histerético} \\ \frac{1}{2} \left( \frac{\Delta_{r1}}{\Delta_{y1}} + \frac{\Delta_{r2}}{\Delta_{y2}} \right) & , \text{assimetria no diagrama histerético} \end{cases} \quad (\text{Eq. 2.4})$$

onde,

$\Delta_{r1}$ , deformação residual relativa a ciclos cujos deslocamentos são positivos,

$\Delta_{r2}$ , deformação residual relativa a ciclos cujos deslocamentos são negativos,

$\Delta_{y1}$ , deformação estimada para a cedência da estrutura relativa a deslocamentos positivos,

$\Delta_{y2}$ , deformação estimada para a cedência da estrutura relativa a deslocamentos negativos;

Finalmente apresenta-se um diagrama histerético envolvendo todas as variáveis necessárias ao cálculo de todos os parâmetros já mencionados anteriormente (com excepção de Displacement Ductility) e evidenciando, mais uma vez, o facto destes decorrerem unicamente de análises experimentais, sendo que só é possível a sua obtenção matemática com recurso a gráficos histeréticos, também estes fruto unicamente de análises experimentais.

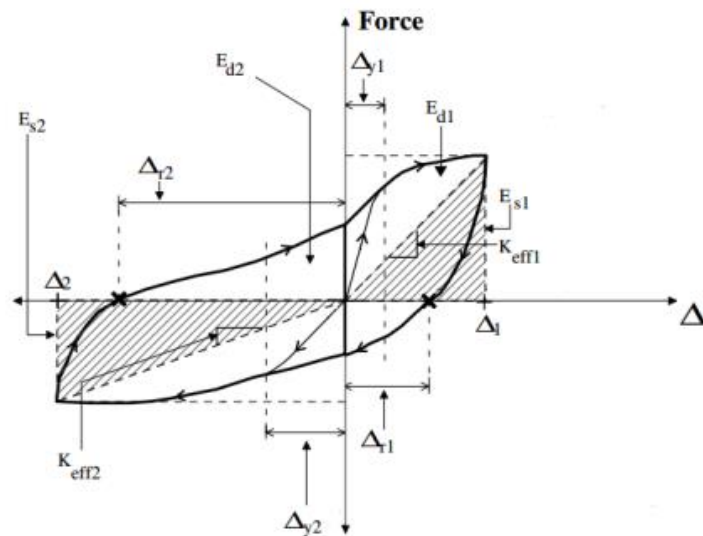


Figura 2.11: Diagrama histerético e respectivas variáveis necessárias ao cálculo do coeficiente de amortecimento viscoso, rigidez efectiva e índice de deformação residual, adaptado de [46].

## 2.3 Armadura Específica de Punçãoamento

No seguimento do capítulo anterior e de acordo com toda a informação recolhida ao longo dos anos em torno de estudos acerca deste tipo de rotura, tem-se vindo a tornar evidente que “ (...) a utilização de armadura específica induz melhorias significativas quer na capacidade de resistência a esforços de corte quer na própria ductilidade da ligação laje-pilar. ” Ruiz, F. e Muttoni, A. [73] (Figura 2.12).

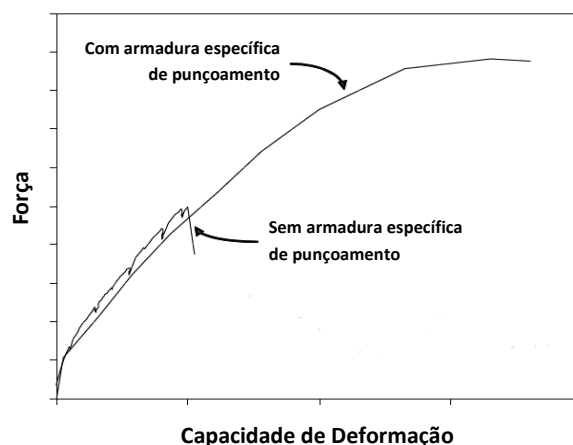


Figura 2.12: Relação força vs capacidade de resistência a esforços de corte para lajes com e sem armadura específica de punçãoamento [73].

Desta forma tem-se procurado estudar e desenvolver aquela que se considere a melhor e mais eficaz forma de armar transversalmente uma laje deste tipo, sendo que a eficiência de muitos dos sistemas já desenvolvidos depende fortemente de condições de aplicação (ligação e/ou ancoragem) assim como de formulações próprias que, até à data, têm sido completamente negligenciadas por parte das normas em vigor uma vez que estas propõem essencialmente a mesma formulação seja qual for o tipo de reforço estrutural adoptado<sup>2</sup>.

De frisar que um dos grandes problemas associados a este tipo de armadura é a aplicação desta, i.e., a aplicação da solução mais recorrente e comum (estribos) não só se traduz num processo moroso e demorado como encarece de forma significativa o processo de execução de um elemento deste tipo pelo que é fundamental encontrar uma solução que, satisfazendo ou até melhorando a capacidade resistente do elemento, resulte em novos tipos de armar transversalmente mais económicos em todas as suas vertentes, dos materiais constituintes ao próprio processo de aplicação. A melhoria inerente à aplicação de um qualquer tipo de armadura deste tipo [73] não se prende apenas com os requisitos mencionados supra mas também com a capacidade resistente do material constituinte, adesão ao betão, ductilidade e ligação desta com as restantes armaduras ordinárias (fundamental de acordo com um modo de rotura já mencionado no capítulo 2.1.4 - Modos de Rotura por Punçoamento), entre outros.

Assim, serve o presente capítulo para enumerar algumas das armaduras utilizadas de forma mais comum no que toca à capacidade resistente de uma laje fungiforme ao corte (esforços transversais) e sobre as quais se tem procurado desenvolver os estudos que se considere necessários à validação destas.

### 2.3.1 Estribos (Stirrups)

Enquanto armadura específica de punçoamento, a primeira e actual solução a que se recorre de forma mais comum é a utilização de estribos. Um estribo (Figura 2.13) não é mais que um varão de aço nervurado dobrado por forma a formar um elemento fechado, cujo objectivo é o de abraçar ambas as armaduras longitudinais (superior e inferior). Este tipo de solução ainda que eficaz do ponto de vista estrutural, tem provado ser uma verdadeira dor de cabeça uma vez que, quer a sua execução, quer a sua aplicação, consomem um recurso de enorme importância nos tempos actuais, tempo (encarecendo de forma significativa o processo de execução de um qualquer elemento de laje).

---

<sup>2</sup> Existem excepções à regra em algumas das normas em vigor, nomeadamente quando se trata de *lattice*, *shear heads* e *headed shear studs* (Consultar pormenorizadamente cada tipo de armadura específica).



Figura 2.13: À esquerda, um exemplo esquemático sobre a instalação de estribos [ACI318]. À direita, dois estribos de diferentes diâmetros [Alcobia]. Em ambos os casos se trata de estribos fechados.

A utilização deste tipo de armadura foi sujeita aos mais diversos estudos, entre eles Kinnunen e Nylander (1960) [53] e Broms (1990) [23], cujos resultados permitem afirmar que este tipo de solução não é eficiente uma vez que a rotura se dá antes de se conseguir atingir valores próximos da tensão de cedência da armadura específica, i.e., não existe um aproveitamento total da armadura específica. Na prática verificam-se ainda outros factores depreciativos face ao uso deste tipo de armadura, entre eles a elevada concentração de armadura, dificuldade em obter as ancoragens correctas, eventual possibilidade de plastificar a armadura aquando do seu fabrico (dobragens) e, conforme já mencionado anteriormente, custos elevados no processo de fabrico e aplicação.

Desta forma e na tentativa de corrigir alguns dos problemas supra mencionados, foram surgindo as mais diversas e variadas formas de estribos, entre eles estribos abertos (Figura 2.14 - a) e estribos de um ramo vertical (*Single-Leg-Stirrups*) (Figura 2.14 - b).

Ao contrário do que era desejado, todas as variantes dos estribos supra mencionadas resultaram em agravamentos significativos quer no processo de fabrico quer no de montagem (aplicação). Em grande parte tal deve-se sobretudo ao facto de, tal como nos estribos fechados, não permitir uma standartização dos mesmos, encarecendo o fabrico e não chegando nunca a facilitar o processo de instalação.

No que toca à questão do comportamento estrutural das mesmas, os estribos abertos negligenciam de forma bastante clara a ancoragem destas com as armaduras longitudinais, negligenciando mais uma vez a eficiência destes, motivos pelos quais este tipo de opção é altamente desencorajada.

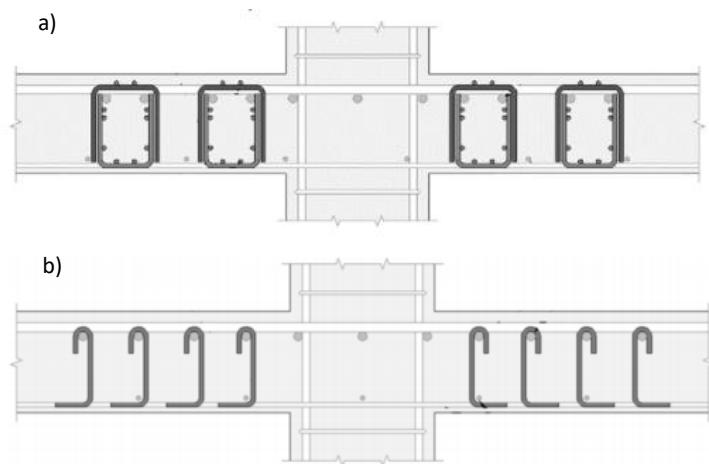


Figura 2.14: Dois tipos distintos de estribos abertos a funcionar como armadura específica de punção. Estribos abertos (a) e *single-leg stirrups* (b) [35][60].

### 2.3.2 Bent-up-Bars

Ainda na tentativa de criar uma armadura específica de um só tramo, em muito devido à tentativa de facilitar o processo de aplicação, surge a denominada Bent-up-bar [23]. Este tipo específico de armadura procura dar continuidade entre as armaduras longitudinais (superior e inferior) e cuja transição entre estas se dá na zona onde, eventualmente, surgirão as fendas que estão na base da rotura por punção. De notar que estas podem ser executadas com recurso à própria armadura longitudinal, i.e., ao invés de um elemento de armadura conter as duas transições conforme se ilustra na Figura 2.15 - a, cada uma destas passar a pertencer a varões distintos e executados de forma alternada.

Uma vez reconhecida a mais-valia estrutural de uma armadura transversal que atravessasse a zona de abertura de fendas na diagonal, inicia-se uma nova vertente de análise que consiste em inclinar praticamente todos os tipos de armadura transversal que se conhece até à data (Figura 2.15 - b), inclusive os já conhecidos estribos que, segundo Andrade [19], Trautwein [78], entre outros, concluíram que embora se tenham obtido excelentes resultados em termos de comportamento estrutural, o processo de instalação, já moroso para estribos a 90°, agravou-se de tal forma, que esta solução passa a ser utilizável somente em casos muito restritos.



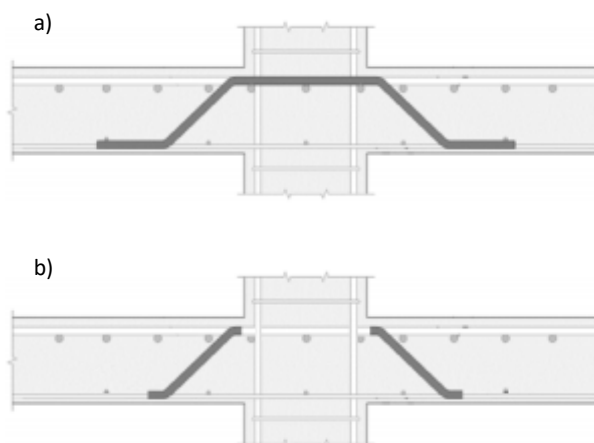


Figura 2.15: Armadura específica de punçoamento Inclínada, *bent-up-bars* (a) e estribos (b) [35][60].

### 2.3.3 Shear Bands

Um outro tipo de armadura específica de punçoamento são as *shear bands* (Estribos Múltiplos) que se caracterizam por fitas/bandas de aço contínuas que procuram entrelaçar alternadamente as armaduras longitudinais da laje (Figura 2.16). Esta solução surge como uma mais valia quer de projecto quer construtiva, que, de acordo com estudos levados a cabo por Pilakoutas e Li [66] e, em conjunto com Centre of Cement and Concrete em conjunto com a Universidade de Sheffield [67], se comprova a eficiência da solução. De notar que, embora a solução também se denomine de estribos contínuos, as mais valias associadas à solução em causa se referem apenas ao uso desta enquanto banda metálica uma vez que, recorrendo aos varões se incorre em alguns dos problemas já mencionados aquando da utilização destes, entre eles, a plastificação do aço nas dobragens ou a dificuldade de fabrico, manobra e instalação.

Também este tipo de armadura transversal foi sujeito a análises experimentais nas quais se procurou estudar a mais-valia de as inclinar.

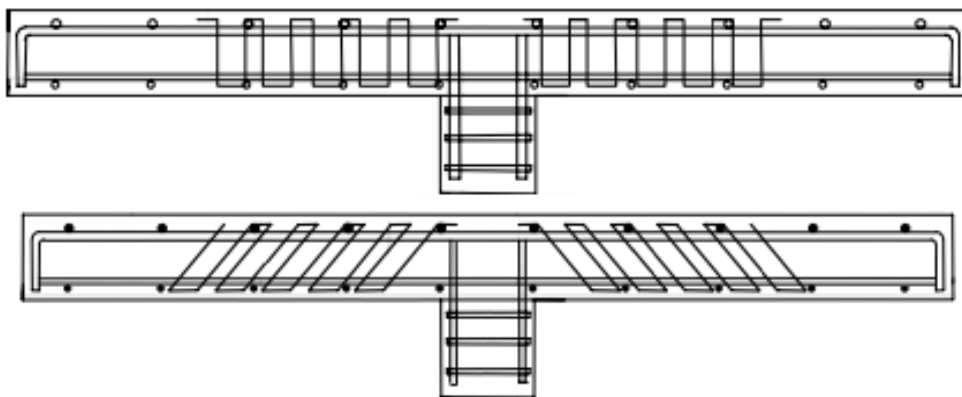


Figura 2.16: Armadura específica de punçoamento *shear bands* aplicada na vertical e de forma inclinada, adaptado de [67].

### 2.3.4 Lattice

Um novo conceito de armadura específica, proposto por Johannes Furche em 1997 [36] e mais recentemente estudado por Park et al. [63], diz respeito a um espécime de varões na diagonal, conforme se ilustra na Figura 2.17, que se ligam à armadura longitudinal por meio de soldaduras. As análises em torno deste tipo de armadura resultaram de imediato em resultados promissores, tendo também sido já alvo de uma análise sísmica [51], onde não só se comprovou ser uma boa solução como se atingiram os dois grandes objectivos por detrás da procura de uma boa solução deste tipo, facilidade no processo construtivo e redução de custos associados [75]. Este tipo específico de armadura é conhecido na literatura internacional por *lattice* ou *filigran*.

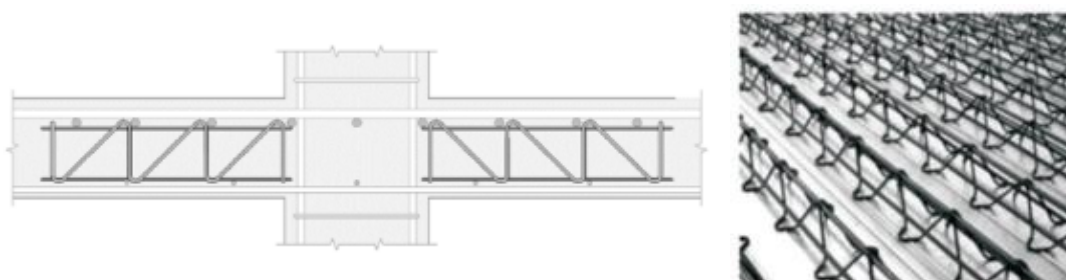


Figura 2.17: Armadura específica de punçoamento denominada por *lattice* ou *filigran* [35][75].

Ao contrário do que já foi dito anteriormente acerca da formulação por detrás do dimensionamento de uma qualquer armadura específica de punçoamento, “(...) este novo conceito de armadura contém guias de dimensionamento publicadas em *The European Organization for Technical Assessment (EOTA) 13/0521 (2013)*” Ferreira et al. [35].

### 2.3.5 Shear Heads

O reforço estrutural face à ruptura por punçoamento pode ainda ser efectuado através da utilização de perfis metálicos, soldados entre si e colocados entre as armaduras longitudinais, solução essa conhecida por *shear heads* (Figura 2.18). Este tipo de solução tanto pode ser utilizada aquando da execução de uma laje na qualidade de armadura específica como na substituição de um capitel caso se verifique a necessidade de reforçar estruturalmente a ligação laje-pilar.

Em relação ao uso deste tipo de armadura, embora a solução prove ser eficiente no que diz respeito à capacidade resistente de um elemento de laje à rotura por punçoamento, contrapõem-se factores de ordem económica uma vez que esta, sendo bastante mais cara que as demais acresce a necessidade de utilização de equipamentos de elevação face a sua colocação, derivado do elevado peso próprio dos elementos envolvidos. Acresce ainda o facto de, para uma maior e melhor eficiência da solução, os perfis têm de ter continuidade sobre a ligação laje-pilar o que dificulta a execução obrigando a ligações soldadas inter-elementos, ligações estas identificadas como o ponto fraco do elemento.

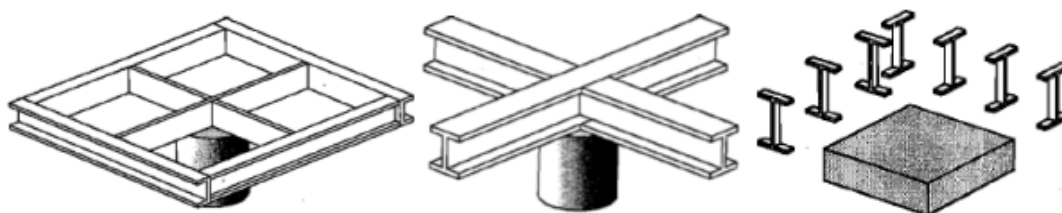


Figura 2.18: Várias formas de aplicação de *shear heads*. [29]

Assim como a solução anterior, os *shear heads* também possuem formulação própria no ACI (secção 11.11.4 ACI318) [1] [75].

Na tentativa de se reduzir o peso da solução anterior, por via a facilitar o processo de instalação e de reduzir custos associados quer à instalação quer à própria solução em si, surgem as denominadas *I-Beam Sections* (Figura 2.18), caracterizadas por perfis IPE colocados na vertical, sendo que a ancoragem destas com as armaduras longitudinais é efectuada através dos banzos.

### 2.3.6 Shear Bolts

A solução que se segue foi desenvolvida na vertente do reforço estrutural, no sentido de acrescentar armadura específica de punçoamento aquando de um dimensionamento deficiente do elemento de laje (inexistência ou défice de armadura transversal). Esta, consiste na aplicação de parafusos (Figura 2.19), pré-esforçados ou não, que, quando bem dimensionados e executados, experimentalmente já comprovaram ser uma excelente solução [26] no sentido de “(...) *resultar num considerável incremento da resistência ao punçoamento de uma laje, acompanhada por um acréscimo de ductilidade da ligação pilar-laje (...)*”, Faria [33]. A ancoragem deste tipo de elementos permite confinar (comprimir) o betão no perímetro de controlo, ou seja, no perímetro onde se espera que se abram as fendas de corte, contrariando a ocorrência do mecanismo de rotura já mencionado e tornando a solução bastante eficaz/eficiente.

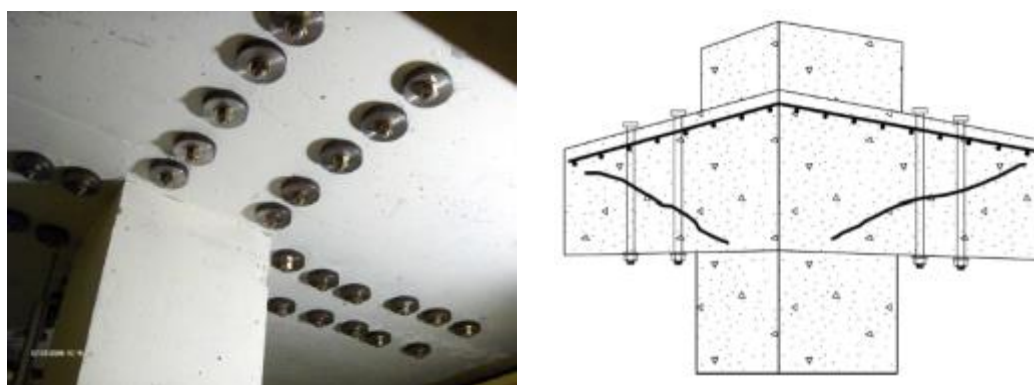


Figura 2.19: Exemplo, real e esquemático, da aplicação de *shear bolts* [26][54].

### 2.3.7 Headed Shear Studs

Por último e não menos importante seguem-se os *headed shear studs* ou simplesmente *shear studs*, variando apenas na sua aplicação, i.e., uma vez caracterizados por um varão nervurado cujas extremidades são achatadas e de maior diâmetro que o do varão, estes podem ser aplicados individualmente ou em conjunto de vários elementos soldados numa das extremidades a uma chapa de aço (Figura 2.20).



Figura 2.20: Vários formatos de aplicação de *headed shear studs* [44].

Este conceito de armadura específica além de ser de aplicação bastante prática e eficiente (desenvolvido com o intuito de poder ser aplicado pré e/ou pós armadura longitudinal), evitando embaraços entre colocação das diversas armaduras (longitudinal vs transversal), acolhe características que fazem dele uma excelente opção como armadura transversal, entre elas, uma boa ancoragem quer às armaduras longitudinais, quer ao próprio betão, assim como a possibilidade de utilizar varões de maior diâmetro como armadura transversal (uma vez não ser necessário dobragens que implica a plastificação do material).



Figura 2.21: Aplicação em obra da denominada armadura específica de punçoamento *headed shear studs* [86][87].

*“Das mais diversas e extensivas análises (...) é possível verificar que este tipo de armadura transversal resulta em incrementos substanciais, quer na capacidade resistente, quer na ductilidade da laje (...)”, Pilakoutas, K. e Li, X. [66].*

### 2.3.8 Ensaaios Experimentais

Com o decorrer do tempo têm sido realizados os mais diversos estudos/ensaaios afim de tentar apurar quais as melhores formas de garantir a segurança de um elemento de laje fungiforme uma vez conhecidas as limitações de um elemento deste tipo e da ligação deste com os pilares, entenda-se ductilidade e fraca capacidade quer de resistência a esforços transversos (de corte) quer a transferência destes entre elementos. Desta forma segue-se uma tabela-resumo (Tabela 2.1) com os ensaios realizados até à data, de acordo com as mais diversas formas de armar transversalmente um elemento deste tipo. De notar que na tabela em causa constam apenas ensaios cíclicos.

Embora não conste na tabela referida no parágrafo anterior, deve frisar-se a importância de outros ensaios onde o elemento em estudo, não contemplando um tipo específico de armadura, procura avaliar outras soluções, entre elas a aplicação ou de elementos de reforço (lâminas de betão, estudado por Fernandes et al. [34]) ou a aplicação de betão reforçado no perímetro de controlo (utilização de fibras de aço, estudado por Gouveia et al. [40]), no âmbito do Projecto FLAT, onde se procura estudar o fenómeno de punçoamento em lajes fungiformes sob acções horizontais e cíclicas, levado a cabo pelo Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa [81].

Ainda no seguimento do parágrafo anterior, aproveito para citar estudos que, embora constem na Tabela 2.1, são de enorme importância uma vez que estão no seguimento do estudo [81] no qual o presente documento se insere. Assim, temos que, primeiramente, Almeida et al. [17], fruto de uma análise de lajes fungiformes sem qualquer tipo de armadura específica, conclui que, efectivamente este tipo de elementos não se caracterizam por um comportamento adequado face à sua resistência sísmica. Segue-se Alcobia [14], com os seus estudos a incidir sobre a utilização de três camadas de estribos em elementos de laje idênticos aos utilizados por Almeida et al. [17], e cujos resultados permitem concluir que as ditas camadas de armadura específica, ainda que de acordo com a norma vingente (EC2), não são suficientes uma vez que se obteve uma rotura por fora do perímetro de controlo. Por último temos Ornelas [61] que, no seguimento do estudo de Alcobia, procurou aumentar o número de camadas para cinco, tendo-se concluído que, não só estas eram suficientes, levando a rotura a ocorrer por dentro do perímetro de controlo, como provou mais uma vez que “(...) os regulamentos não se adequam face à aplicação de cargas excêntricas cíclicas em lajes deste tipo.”, Ornelas [61].

Mais uma vez e aproveitando o tópico, realça-se a enorme importância sobre este tipo específico de estudos, face às normas de projecto de dimensionamento de uma qualquer estrutura que, em pleno sec. XXI, torna indispensável dotar a mesma de capacidade de resistência sísmica, mais ou menos relevante consoante o local de implementação desta.

**Tabela 2.1: Resumo de ensaios cíclicos realizados em lajes fungiformes com armadura específica de punçãoamento, adaptado de [80].**

Fonte	ID	C.L.	$l_1$ [mm]	$c_1$ [mm]	$c_2$ [mm]	$h$ [mm]	$d$ [mm]	$f'_c$ [MPa]	$V_g$ [kN]	VR	DR [%]	M.R.	A.E.P
Hawkins et al. (1975) [41]	S1	UC	3962,4	304,8	304,8	152,4	114,3	27,6	133,0	0,40	3,89	F	CS
	S2	UC	3962,4	304,8	304,8	152,4	117,6	25,7	126,3	0,38	4,44	P	CS
	S3	UC	3962,4	304,8	304,8	152,4	114,3	25,9	126,8	0,39	5,76	F	CS
	S4	UC	3962,4	304,8	304,8	152,4	114,3	25,8	127,7	0,38	5,63	F	CS
Islam e Park (1976) [48]	6CS	UC	3048,0	228,6	228,6	88,9	69,9	28,2	35,6	0,24	4,44	F	CS
	7CS	UC	3048,0	228,6	228,6	88,9	69,9	29,7	35,6	0,24	4,07	F	CS
	8CS	UC	3048,0	228,6	228,6	88,9	69,9	22,1	35,6	0,27	5,56	F	CS
Symonds et al. (1976) [72]	SS-6	UC	3962,4	304,8	304,8	152,4	117,6	24,2	265,6	0,82	1,59	FP	CS
	SS-7	UC	3962,4	304,8	304,8	152,4	114,3	26,9	268,7	0,81	2,25	FP	CS
Robertson (1990) [67]	4S	UC	2895,6	254,0	254,0	114,3	91,4	43,9	43,6	0,16	7,00	F	CS
Cao (1993) [27]	CD3	UC	1905,0	248,9	248,9	149,9	115,1	35,6	299,8	0,90	3,41	FP	SSR
	CD4	UC	1905,0	248,9	248,9	149,9	115,1	34,3	200,2	0,61	4,81	F	SSR
	CD6	UC	1905,0	248,9	248,9	149,9	110,0	31,4	200,2	0,68	4,89	F	SSR
	CD7	UC	1905,0	248,9	248,9	149,9	115,1	28,6	149,9	0,50	5,19	F	SSR
Dechka (2001) [31]	S1	UC	5003,8	248,9	248,9	149,9	118,1	42,2	173,5	0,46	4,40	P	SSR
	S2	UC	5003,8	248,9	248,9	149,9	118,1	32,8	156,1	0,47	6,40	FP	CS
Robertson et al. (2002) [68]	2CS	UC	3048,0	254,0	254,0	114,3	95,0	31,4	33,8	0,14	8,00	F	CS
	3SL	UC	3048,0	254,0	254,0	114,3	95,0	43,4	24,9	0,09	8,00	F	SS
	4HS	UC	3048,0	254,0	254,0	114,3	95,0	38,2	35,6	0,13	8,00	F	SSR
Brown (2003) [25]	S1B-1	UC	1854,2	248,9	248,9	149,9	114,0	32,2	149,9	0,48	4,50	FP	SSR
	S1B-2	UC	1854,2	248,9	248,9	149,9	114,0	34,3	149,9	0,46	4,90	FP	SSR
	S1B-3	UC	1854,2	248,9	248,9	149,9	114,0	32,4	149,9	0,48	4,90	FP	SSR
	S1B-4	UC	1854,2	248,9	248,9	149,9	114,0	39,7	149,9	0,43	6,40	FP	SSR
	S1B-5	UC	1854,2	248,9	248,9	149,9	114,0	33,4	149,9	0,47	7,60	FP	SSR
	S1B-8	UC	1854,2	248,9	248,9	149,9	114,0	35,0	149,9	0,46	5,70	FP	SSR
	S1B-9	UC	1854,2	248,9	248,9	149,9	114,0	31,2	149,9	0,49	7,10	FP	SSR
	YL-H2V	BC	4495,8	899,2	180,3	149,9	121,9	40,0	-	0,28	5,60	FP	SSR
	YL-H1V	UC	4495,8	899,2	180,3	149,9	121,9	40,0	-	0,28	8,14	F	SSR
Gayed e Ghali (2006) [36]	ISP-0	UC	1905,0	254,0	254,0	152,4	114,0	26,3	-	0,84	3,76	FP	SSR
Brooms (2007) [24]	17c	UC	2794,0	299,7	299,7	180,3	150,1	36,8	355,8	0,65	3,00	FP	DUR
	17d	UC	2794,0	299,7	299,7	180,3	150,1	36,8	355,8	0,65	3,00	FP	DUR
	18c	UC	2794,0	299,7	299,7	180,3	150,1	34,6	355,8	0,67	3,00	FP	SSR
	18d	UC	2794,0	299,7	299,7	180,3	150,1	34,6	355,8	0,67	3,00	FP	SSR
Kang e Wallace (2008) [50]	PS2.5	UC	3048,0	254,0	254,0	152,4	130,0	35,1	125,0	0,32	4,85	F	SB
	PS3.5	UC	3048,0	254,0	254,0	152,4	130,0	35,1	133,0	0,34	3,45	FP	SB
	HS2.5	UC	3048,0	254,0	254,0	152,4	130,0	35,1	120,1	0,31	5,20	P	SSR
Cheng (2009) [30]	SU1	UC	2743,2	304,8	304,8	101,6	82,6	58,5	137,0	0,42	5,00	F	SFR
	SU2	UC	2743,2	304,8	304,8	101,6	82,6	47,9	96,1	0,33	5,00	F	SFR
	SB1	BC	5181,6	406,4	406,4	152,4	120,7	37,0	206,4	0,40	3,25	P	SFR
	SB2	BC	5181,6	406,4	406,4	152,4	120,7	30,8	194,4	0,41	2,95	P	SFR
	SB3	BC	5181,6	406,4	406,4	152,4	120,7	44,5	244,6	0,43	1,46	P	SSR
Park et al. (2012) [60]	LR-A1	UC	2997,2	299,7	299,7	134,6	114,3	22,5	132,1	0,44	7,00	F	LTR
	LR-A2	UC	2997,2	299,7	299,7	134,6	114,3	22,5	132,1	0,44	4,90	F	LTR
	SR-A	UC	2997,2	299,7	299,7	134,6	113,5	22,5	132,1	0,45	4,00	F	SSR
	SB-A	UC	2997,2	299,7	299,7	134,6	113,5	22,5	132,1	0,45	5,10	F	SB
	ST-A	UC	2997,2	299,7	299,7	134,6	113,5	22,5	132,1	0,45	3,00	F	CS
	LR-B1	UC	2997,2	299,7	299,7	134,6	114,3	38,7	158,8	0,41	4,70	F	LTR
	LR-B2	UC	2997,2	299,7	299,7	134,6	114,3	38,7	158,8	0,41	3,60	F	LTR
	SR-B	UC	2997,2	299,7	299,7	134,6	113,5	38,7	158,8	0,41	5,10	F	SSR
	SB-B	UC	2997,2	299,7	299,7	134,6	113,5	38,7	158,8	0,41	6,50	F	SB
	ST-B	UC	2997,2	299,7	299,7	134,6	113,5	38,7	158,8	0,41	3,20	F	CS
Song et al. (2012) [70]	SR1	UC	2997,2	299,7	299,7	134,6	113,5	38,7	-	0,43	3,90	F	CS
	SR2	UC	2997,2	299,7	299,7	134,6	113,5	38,7	-	0,43	5,40	F	SSR
	SR3	UC	2997,2	299,7	299,7	134,6	113,5	38,7	-	0,43	6,00	F	SB
Kang et al. (2013) [49]	LR-A	UC	2997,2	299,7	299,7	134,6	119,9	27,0	139,2	0,40	5,10	F	LTR
	LR-B	UC	2997,2	299,7	299,7	134,6	119,9	33,4	153,0	0,40	3,20	FP	LTR
	LR-C	UC	2997,2	299,7	299,7	134,6	119,9	35,4	159,2	0,40	4,80	F	LTR
	LR-D	UC	2997,2	299,7	299,7	134,6	119,9	40,8	169,5	0,40	5,10	F	LTR
	LR-E	UC	2997,2	299,7	299,7	134,6	119,9	34,7	157,0	0,40	3,60	FP	LTR
Matzke et al. (2015) [55]	B1	BC	5181,6	406,4	406,4	152,4	120,7	40,7	244,2	0,45	2,62	FP	SSR
	B2	BC	5181,6	406,4	406,4	152,4	120,7	33,8	222,8	0,45	2,62	FP	SSR
	B3	BC	5181,6	406,4	406,4	152,4	120,7	39,3	250,0	0,47	2,95	FP	SSR
	B4	BC	5181,6	406,4	406,4	152,4	120,7	42,1	225,5	0,41	3,25	FP	SSR
Alcobia (2015) [14]	C-STR-1	BC	4150,0	250,0	250,0	150,0	117,3	53,1	209,9	0,51	4,00	P	CS
	C-STR-2	BC	4150,0	250,0	250,0	150,0	118,7	52,5	214,6	0,51	4,00	P	CS
Ornelas (2016) [57]	C-STR-3	BC	4150,0	250,0	250,0	150,0	119,3	49,2	202,8	0,50	3,00	P	CS
	C-STR-4	BC	4150,0	250,0	250,0	150,0	118,2	44,4	195,9	0,51	4,00	FP	CS

onde,

C.L., tipo de ensaio a que o modelo está sujeito:

UC, ensaio cíclico unidireccional,

BC, ensaio cíclico bidireccional;

$l_1$ , dimensão da laje cuja direcção corresponde àquela onde é aplicada a carga cíclica;

$c_1$ , dimensão do pilar cuja direcção corresponde àquela onde é aplicada a carga cíclica;

$c_2$ , dimensão do pilar perpendicular à anterior;

$h$ , espessura da laje;

$d$ , altura útil da laje;

$f'_c$ , valor característico da tensão de rotura do betão à compressão em provetes cilíndricos;

$V_g$ , força gravítica aplicada na laje;

VR, definido por  $V_u / \phi V_c$  segundo o regulamento americano, ACI318M-14 [1]:

$V_c$ , valor da parcela de resistência relativo ao betão,

$\phi = 0.75$ ,

$V_u$ , esforço transversal;

D.R., *Drift Ratio*;

M.R., modo de rotura:

F, rotura por flexão,

P, rotura por punçoamento,

FP, rotura por punçoamento condicionada à flexão,

NF, não ocorreu a rotura;

A.E.P., armadura específica de punçoamento:

CS, estribos,

BUP, *bent up bars*,

SH, *shearheads*,

SSR, *shear studs*,

DUR, *ductility reinforcement*,

SFR, *steel Fiber reinforcement*,

LTR, *lattice reinforcement*,

SB, *shear bands*.



## 2.4 Normas

Serve o presente capítulo para enumerar as diferentes formulações e regras de cálculo presentes nas normas em vigor acerca da capacidade resistente de um elemento de laje fungiforme face à rotura por punçoamento. Entenda-se por normas em vigor o Eurocódigo 2 [8], na qualidade de norma vigente no território Europeu, o ACI318M-14 [1] enquanto norma Norte Americana de projecto e dimensionamento estrutural e o Model Code [2] como um antecessor e guia orientador da execução da nova geração de códigos estruturais.

Em caso de não serem conhecidas as acções, estas devem ser adoptadas como iguais aos valores de resistência.

### 2.4.1 Eurocódigo 2 (EC2)

Embora o presente documento diga respeito apenas ao fenómeno de punçoamento em lajes fungiformes, as formulações apresentadas, de acordo com o EC2<sup>3</sup> [8], abrangem o fenómeno para os mais variados elementos, de que são exemplo as fundações ou os vários modelos de laje (maciças ou aligeiradas).

Desta forma, de acordo com o EC2, “(...) a segurança ao estado limite último de resistência ao punçoamento é efectuada garantindo que o efeito da acção não excede a resistência correspondente.”, Ramos, A. e Lúcio, V. [12].

$$E_d \leq R_d$$

Do lado da acção temos a máxima tensão de corte por punçoamento, i.e., esforço transversal actuante,  $v_{Ed}$ , enquanto que do lado da resistência temos a mínima tensão de corte que pode corresponder quer à resistência do betão à compressão no perímetro do pilar,  $v_{Rd,max}$  (rotura por punçoamento dá-se por esmagamento do betão, Figura 2.7-(a)), quer à resistência num perímetro de controlo, sendo que esta última pode ser calculada tendo em consideração (ou não) a existência de armadura específica de punçoamento,  $v_{Rd,cs}$  e  $v_{Rd,c}$ , respectivamente (Figura 2.18-(b)).

As verificações do parágrafo anterior permitirão ao projectista determinar se existe a necessidade de armar transversalmente um elemento de laje, assim como a

---

<sup>3</sup> Serve como nota, esclarecer o leitor acerca de eventuais variações das formulações apresentadas, relativas a casos de punçoamento distintos daquele que se pretende analisar no presente documento.

respectiva quantidade de armadura a adoptar, sendo que esta deve ser aplicada desde uma distância entre  $0.3d^4$  e  $0.5d$  até um perímetro a partir do qual deixa de ser necessária armadura transversal para resistir ao punçoamento,  $u_{out,ef}$ .

### 2.4.1.1 Distribuição das Acções e do Primeiro Perímetro de Controlo

Primeiramente, e segundo o EC2, dever-se-á definir o primeiro perímetro de controlo,  $u_1$ , a uma distância  $2,0d_{eff}$  da área carregada e cujo traçado deve sempre corresponder ao comprimento mínimo (Figura 2.22).

A altura útil média do elemento de laje admite-se constante e pode ser calculada da seguinte forma,

$$d_{eff} = \frac{d_y + d_z}{2} \quad (\text{Eq. 2.5})$$

onde,  $d_y$  e  $d_z$  correspondem às alturas úteis da armadura longitudinais nas duas direcções ortogonais.

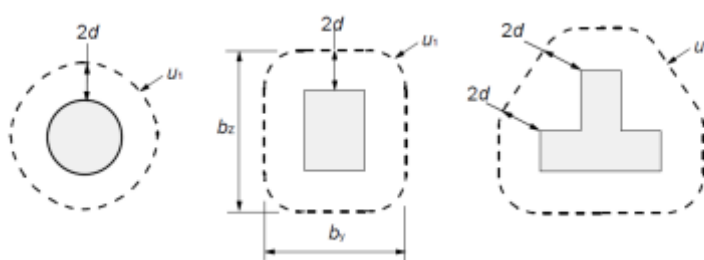


Figura 2.22: Primeiros perímetros de controlo típicos em torno de áreas carregadas,  $u_1$  [8].

<sup>4</sup> Entenda-se “d” como a altura útil da laje.

### 2.4.1.2 Tensão de Corte Actuante

Uma vez determinado o perímetro de controlo poder-se-á proceder ao cálculo da denominada tensão de corte actuante. Uma vez que se está perante uma análise de lajes fungiformes sob acções sísmicas apenas será apresentada a equação que permite obter a tensão em causa para fenómenos de punçoamento excêntrico (Equação 2.6).

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d_{eff}} \quad (\text{Eq. 2.6})$$

onde,

$V_{Ed}$ , esforço transversal actuante;

$d$ , altura útil média da laje;

$u_1$ , perímetro de controlo;

$\beta$ , coeficiente que permite ter em conta a excentricidade do carregamento e pode ser obtido de acordo com a equação 2.7,

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed} u_1}{V_{Ed} W_1} \quad (\text{Eq. 2.7})$$

onde,

$M_{Ed}$ , momento flector actuante;

$k$ , coeficiente dependente da relação entre as dimensões do pilar C1 e C2; o seu valor é função da proporção do momento não equilibrado transmitido por forças de corte não uniformes e por flexão e torção (Tabela 2.2);

$W_1$ , módulo de flexão do perímetro de controlo, calculado segundo a Equação 2.8,

$$W_1 = \int_0^{u_1} |e| dl \quad (\text{Eq. 2.8})$$

onde,

e, distância de  $d$ / ao eixo em torno do qual actua o momento  $M_{Ed}$ <sup>5</sup>;

$dl$ , comprimento elementar do contorno.

**Tabela 2.2: Valores de  $k$  para áreas carregadas rectangulares [8]**

$c_1/c_2$	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
$k$	0,45	0,60	0,70	0,80

Para um pilar rectangular interior o módulo de flexão do perímetro de controlo,  $W_1$ , assume a seguinte forma (Equação 2.9).

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2\pi d c_1 \quad (\text{Eq. 2.9})$$

onde,

$c_1$ , dimensão do pilar paralela à excentricidade da carga;

$c_2$ , dimensão do pilar perpendicular à excentricidade da carga.

---

<sup>5</sup> Excentricidade entre o eixo em torno do qual actua o momento  $M_{Ed}$  e o perímetro de controlo.

### 2.4.1.3 Tensão de Corte Resistente Máxima

A tensão resistente que se segue, tensão de corte resistente máxima,  $v_{Rd,max}$ , não deve em momento algum ser excedida, uma vez que diz respeito à verificação da segurança face ao esmagamento do betão na face inferior da laje junto da periferia do pilar, sendo que esta verificação só deve ser efectuada quando se adopta o uso de armadura específica de punçoamento. As demais verificações (tensão de corte resistente sem/com armadura específica) dizem respeito apenas à necessidade ou não de armar transversalmente uma laje.

$$v_{Ed} = \frac{\beta v_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd,max} = 0,5 v f_{cd} \quad (\text{Eq. 2.10})$$

onde,

$v_{Ed}$ , tensão de corte máxima no perímetro do pilar;

$u_0$ , perímetro de controlo do pilar;

$\nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$ , coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal;

$f_{cd}$ , valor de cálculo da tensão de rotura à compressão do betão.

### 2.4.1.4 Tensão de Corte Resistente sem Armadura Específica

O valor que caracteriza a capacidade resistente de um elemento de laje fungiforme sem armadura específica é obtido através da Equação 2.11.

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \geq 0,035 K^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{Eq. 2.11})$$

onde,

$v_{Rd,c}$ , tensão resistente ao punçoamento sem armadura específica;

$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$  c/  $\gamma_c=1,5$ ;

$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$  c/ d em mm, factor de escala;

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \rho_{lz}} \leq 0,02;$$

$\rho_{ly}$  e  $\rho_{lz}$ , percentagens geométricas das armaduras (aderentes) de flexão da laje, segundo y e z, respectivamente, considerando o seu valor médio numa largura igual à do pilar adicionada de 3,0d para cada lado deste;

$f_{ck}$ , valor característico da resistência à compressão do betão [MPa];

d, altura útil da laje [mm].

#### 2.4.1.5 Tensão de Corte Resistente com Armadura Específica

O valor que caracteriza a capacidade resistente de um elemento de laje fungiforme com armadura específica é obtido através da Equação 2.12.

$$v_{Rd,cs} = 0,75v_{Rd,c} + 1,5 \left( \frac{d}{s_r} \right) A_{sw} f_{ywd,ef} \frac{\sin \alpha}{u_1 d} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{Eq. 2.12})$$

onde,

$v_{Rd,cs}$ , tensão resistente ao punçoamento com armadura específica;

d, altura útil da laje [mm];

$s_r$ , espaçamento radial dos perímetros de armaduras de punçoamento [mm];

$A_{sw}$ , área de um perímetro de armaduras em torno do pilar [mm<sup>2</sup>];

$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd}$  [MPa], valor de cálculo da tensão efectiva de cedência das armaduras de punçoamento;

$\alpha$ , ângulo entre armaduras de punçoamento e o plano da laje.

### 2.4.1.6 Último Perímetro de Controlo

Este último perímetro de controlo,  $u_{out}$  ou  $u_{out,ef}$ , diz respeito ao perímetro a partir do qual não é necessário a colocação de armadura específica de punçoamento e pode ser obtido de acordo com a Equação 2.13.

$$u_{out} = \frac{\beta V_{Ed}}{v_{Rd,c}d} \quad (\text{Eq. 2.13})$$

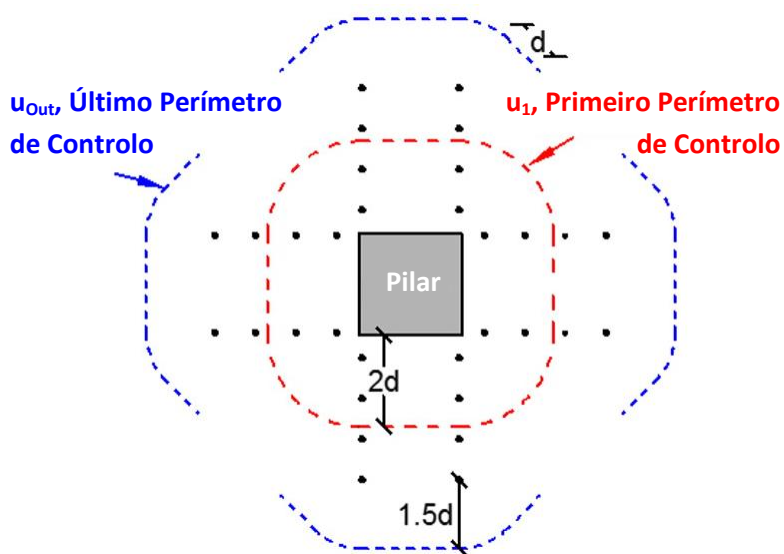


Figura 2.23: Exemplo do primeiro e último perímetros segundo o Eurocódigo 2, adaptado de [38].

### 2.4.1.7 Armadura Transversal Mínima

Assim como no cálculo de qualquer armadura ordinária, também no que diz respeito à armadura específica de punçoamento o EC2 formula uma equação que permite obter a quantidade mínima de armadura (Equação 2.14) sendo que esta não pode em caso algum ser negligenciada.

$$\frac{A_{sw,min}(1,5 \sin \alpha + \cos \alpha)}{s_r s_t} \geq \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (\text{Eq. 2.14})$$

onde,

$A_{sw,min}$ , área mínima de armadura de punçoamento de um ramo de um estribo;

$\alpha$ , ângulo entre armadura e o plano da laje;

$S_t$ , espaçamento tangencial entre a armadura de punçoamento.

No caso de armaduras de punçoamento verticais, como no caso de estudo, a Equação 2.14 toma a seguinte forma (Equação 2.15).

$$\frac{1,5A_{sw,min}}{S_r S_t} \geq \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (\text{Eq. 2.15})$$

## 2.4.2 ACI318M-14

À semelhança do EC2, o pressuposto por detrás da formulação que permite dimensionar um elemento de laje fungiforme à rotura por punçoamento parte da verificação da acção nunca exceder a capacidade resistente total,  $V_n$ , num perímetro de controlo,  $b_0$ , denominado na norma em análise por secção crítica.

A capacidade resistente, de forma análoga ao eurocódigo 2, pode também ela contar com duas componentes, às quais correspondem a parcela da resistência relativa ao betão,  $V_c$ , e a parcela da resistência relativa à armadura específica,  $V_s$ .

$$V_n = V_c + V_s \quad (\text{Eq. 2.16})$$

### 2.4.2.1 Perímetro de Controlo (Secção Crítica)

A secção crítica ou perímetro de controlo, dista de metade da altura útil da laje ( $0,5d$ ) das faces do pilar ou da área carregada e, ao contrário do EC2, não defende que se deva procurar obter o comprimento mínimo desta (Figura 2.24).

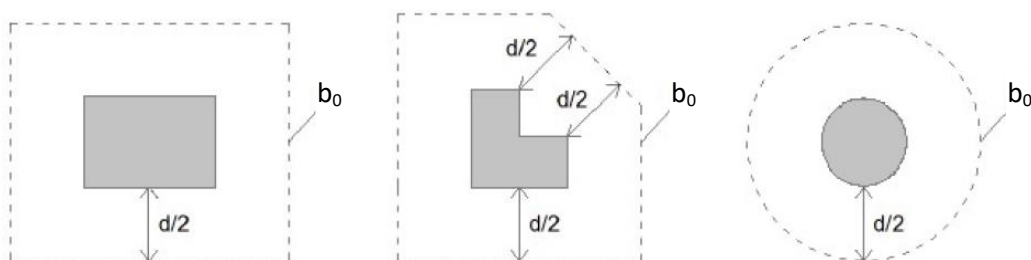


Figura 2.24: Primeiros perímetros de controlo típicos em torno de áreas carregadas,  $b_1$  [1].



À semelhança de outros regulamentos também no regulamento americano ACI318-14 se encontra previsto um último perímetro de controlo,  $b_{Out}$ , o qual deve assumir um formato conforme aquele que se apresenta na Figura 2.25.

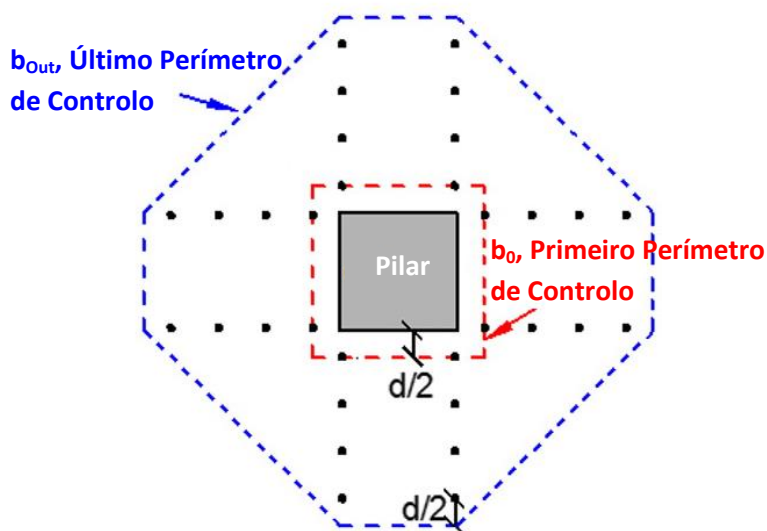


Figura 2.25: Exemplo do primeiro e último perímetros segundo o ACI 318-14, adaptado de [38].

#### 2.4.2.2 Esforço Transverso Resistente Máximo

Primeiramente poder-se-á efectuar a verificação da segurança para o perímetro do pilar onde, a rotura, a ocorrer, se dá única e exclusivamente devido ao esmagamento do betão, através da Equação 2.17.

$$V_{n,max} = \begin{cases} \frac{2}{3}\sqrt{f'_c}b_0d & , \quad \text{se } S_r \leq 0,5d \\ \frac{1}{2}\sqrt{f'_c}b_0d & , \text{se } 0,5d \leq S_r \leq 0,75d \end{cases} \quad (\text{Eq. 2.17})$$

onde,

$f'_c$ , valor característico da tensão de rotura do betão à compressão [MPa];

$b_0$ , primeiro perímetro de controlo [mm].

### 2.4.2.3 Esforço Transverso Resistente do Betão

A resistência ao esforço transverso de uma laje fungiforme sem armadura específica traduz-se pela Equação 2.18 e cujo resultado diz respeito à capacidade resistente do betão.

$$V_c = \min \begin{cases} 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_1 d \\ 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_0}\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_1 d \\ 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} b_1 d \end{cases} \quad (\text{Eq. 2.18})$$

onde,

$V_c$ , parcela da resistência ao punçoamento relativa ao betão [N];

$\beta$ , razão entre os lados maior e menor do pilar;

$\lambda$ , factor que tem em conta a utilização de betão leve ( $\lambda = 1,0$  para betões normais);

$f'_c$ , valor característico da tensão de rotura do betão à compressão [MPa]<sup>6</sup>;

$d$ , altura útil da laje [mm];

$\alpha_s$ , factor que tem em conta a localização do pilar (Tabela 2.3).

Tabela 2.3: Valores de  $\alpha_s$  de acordo com o tipo de pilar.

	Pilar de Canto	Pilar de Bordo	Pilar Interior
$\alpha_s$	20	30	40

### 2.4.2.4 Esforço Transverso Resistente da Armadura específica

No que diz respeito ao esforço transverso resistente de uma laje fungiforme com armadura específica, o ACI defende que só é possível utilizar este tipo de armadura de punçoamento para elementos de laje com uma altura útil superior a 150 mm, sendo que a sua utilização obriga ainda a limitar um tecto máximo quer da **contribuição do betão na capacidade resistente ao punçoamento** ( $v_c$ ) (Equação 2.19) quer da **capacidade total de resistência ao punçoamento** ( $v_n$ ) (Equação 2.20). Note-se que as

<sup>6</sup> Para a obtenção deste valor couseiderou-se a resistência média dos provetes cilíndricos.

limitações apresentadas dizem respeito a lajes onde estão a ser utilizados *shear studs* na qualidade de armadura específica de punçoamento.

$$V_c \leq 0,25\lambda\sqrt{f_c'}b_1d \quad (\text{Eq. 2.19})$$

$$V_n \leq 0,66\sqrt{f_c'}b_1d \quad (\text{Eq. 2.20})$$

Assim, é possível determinar a contribuição das armaduras específicas na resistência ao punçoamento de acordo com a Equação 2.21,

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{s} \quad (\text{Eq. 2.21})$$

A equação anterior pode ser facilmente simplificada uma vez que o parâmetro  $\alpha$  corresponde ao ângulo compreendido entre a armadura específica de punçoamento e o plano da laje que, para o efeito, assume o valor de  $\alpha = 90^\circ$ . Desta forma a Equação 2.21 passa a apresentar-se da seguinte forma (Equação 2.22).

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (\text{Eq. 2.22})$$

onde,

$A_v$ , área total de todos os ramos da armadura específica de punçoamento num perímetro de armadura em torno do pilar [ $\text{mm}^2$ ];

$f_{yt}$ , valor característico da tensão de cedência do aço em armaduras transversais [MPa];

$s$ , espaçamento entre perímetros de armadura em torno do pilar [mm];

$\alpha$ , ângulo que a armadura específica de punçoamento faz com o plano da laje.

A validação da Equação 2.22 obriga ainda a que seja cumprido o requisito da Equação 2.23.

$$\frac{A_v f_{yt}}{b_0 s} \geq 0,17\sqrt{f_c} \quad (\text{Eq. 2.23})$$

### 2.4.2.5 Tensão de Corte Resistente Total

De acordo com o que já foi dito no presente capítulo, a capacidade total de resistência ao punçoamento obtém-se de acordo com a Equação 2.16, embora, nos casos em que exista transferência de momento flector, o ACI 318 obrigue a efectuar a verificação da segurança ao punçoamento em termos de tensões, i.e., tensão de corte actuante,  $v_u$  e tensão de corte resistente,  $v_n$ .

Assim, primeiramente, é necessário obter a tensão de corte actuante de acordo com a Equação 2.24.

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_u c_{AB}}{J_c} \quad (\text{Eq. 2.24})$$

onde,

$V_u$  e  $M_u$ , esforço transversal e momento flector actuantes, respectivamente;

$A_c$ , área de betão dentro da secção crítica ( $A_c = 2d(c_1 + c_2 + 2d)$  no caso de um pilar interior rectangular);

$\gamma_v = 1 - \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{c_1}{c_2}}}$ , em que  $c_1$  e  $c_2$  correspondem às dimensões do pilar em planta;

$c_{AB}$ , distância entre o ponto de aplicação da carga e o perímetro de controlo;

$$J_c = \frac{d(c_1+d)^3}{6} + \frac{(c_1+d)d^3}{6} + \frac{d(c_2+d)(c_1+d)^2}{2}.$$

De seguida poder-se-á determinar a quantidade de armadura específica com recurso à Equação 2.24 e efectuando a devida substituição na Equação 2.25.

$$\phi v_n = v_u \quad (\text{Eq. 2.25})$$

onde,

$$\phi = 0,75;$$

$v_n = (V_c + V_s)/(b_1 d)$ , tensão de corte resistente total sem e com armadura específica, respectivamente.

$v_u$ , tensão de corte actuante.

### 2.4.2.6 Armadura Transversal Mínima

Para o cálculo da armadura mínima de punçoamento a norma americana defende que, sempre que se verifique a condição  $V_u \geq 0,5\phi V_c$ , onde  $\phi$  enquanto factor de redução da capacidade resistente assume o valor de 0,9, esta deverá ser calculada de acordo com a Equação 2.26, embora, ainda que a condição anterior não se verifique, o ACI aconselhe que se cumpra sempre o critério da quantidade mínima de armadura de punçoamento.

$$A_{v,min} = 0,062\sqrt{f'_c} \frac{b_ws}{f_{yt}} \quad (\text{Eq. 2.26})$$

### 2.4.3 Model Code 2010 (MC2010)

Contrariamente aos dois regulamentos anteriores, EC2 e ACI318, “(...) que baseiam o cálculo da resistência ao punçoamento em métodos empíricos, o Model Code [2], baseia o mesmo cálculo em métodos analíticos, mais precisamente na Critical Shear Crack Theory [59], (...). Esta teoria tem como hipótese principal o facto da resistência ao punçoamento depender da abertura e da rugosidade da fenda de corte crítica, sendo os principais parâmetros de cálculo a rotação verificada na laje, a sua altura efectiva e o tamanho máximo dos agregados que constituem o betão.”, Alcobia [14].

Assim, e de acordo com a formulação apresentada pelo MC2010, primeiramente deve-se procurar obter o esforço transversal actuante ( $V_{Ed}$ ), definir de forma clara a altura útil da laje ( $d_v$ ) e os perímetros de controlo ( $b_0$  e  $b_1$ ). Uma vez definidos os parâmetros anteriores é então possível calcular a capacidade resistente por forma a verificar a segurança do elemento à rotura por punçoamento.

No que diz respeito à capacidade resistente ao punçoamento, o MC2010, assim como as restantes normas, também considera que esta tem duas componentes, a capacidade resistente do betão  $V_{R,c}$  e a capacidade resistente da armadura específica,  $V_{R,s}$ , assegurando a segurança sempre que a acção não excede a resistência (Equação 2.27)

$$V_R = V_{R,c} + V_{R,s} \leq V_E \quad (\text{Eq. 2.27})$$

### 2.4.3.1 Perímetros de Controlo

De forma análoga ao ACI318, também o MC2010 define um primeiro perímetro de controlo (perímetro de controlo básico,  $b_1$ , à distância de  $0,5d_v$ <sup>7</sup> das faces do pilar (Figura 2.26), sendo que neste caso este diz respeito apenas à determinação dos esforços de cálculo actuantes, e um segundo perímetro de controlo a existir numa região onde já não existe armadura específica de punçoamento,  $b_{Out}$ .

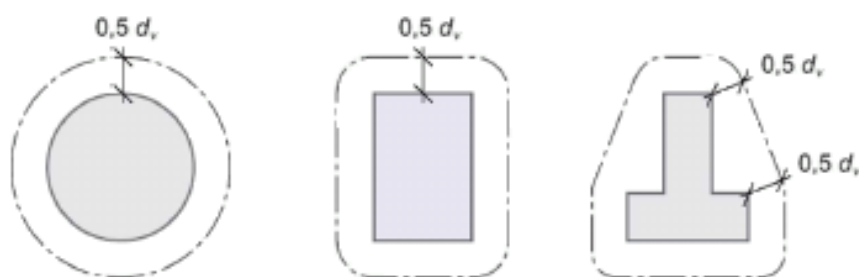


Figura 2.26: Primeiros perímetros de controlo típicos em torno de áreas carregadas,  $b_1$  [2]

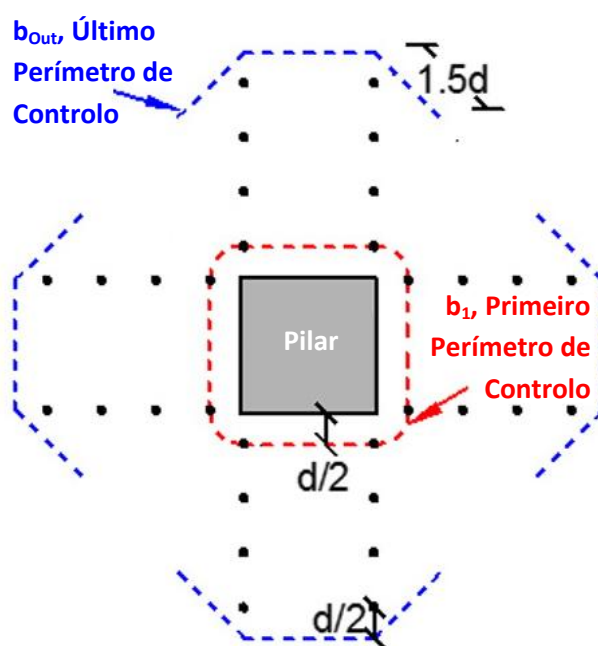


Figura 2.27: Exemplo do primeiro e último perímetros segundo o Model Code 2010, adaptado de [38].

<sup>7</sup>  $d_v$  corresponde à nomenclatura atribuída pelo Model Code à altura útil do elemento de laje para efeitos de cálculo da resistência ao esforço transversal (Figura 2.28).

Para efeitos de cálculo da resistência de um elemento de laje a esforços de corte, define-se  $d_v$  como a distância entre o centro da armadura ordinária longitudinal à superfície de apoio (Figura 2.28).

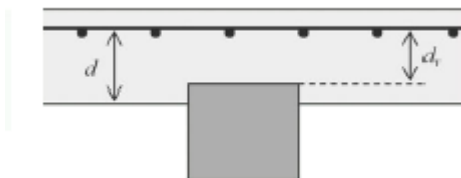


Figura 2.28: Exemplo esquemático de uma laje com informação sobre a altura útil,  $d$  e a distância  $d_v$  [2].

Para além do já mencionado perímetro de controlo básico, existe ainda um outro perímetro de controlo,  $b_0$ , que diz respeito ao perímetro associado à capacidade de resistência ao esforço transversal máximo e pode ser calculado de acordo com a Equação 2.28.

$$b_0 = \frac{V_{Ed}}{V_{perp,d,max}} \quad (\text{Eq. 2.28})$$

onde,

$V_{Ed}$ , esforço transversal actuante;

$V_{perp,d,max}$ , esforço transversal máximo por unidade de comprimento, ao longo do perímetro de controlo básico.

Por via de se ter em conta a transferência de momentos flectores entre os elementos que constituem a ligação laje e pilar, o perímetro de controlo relativo à capacidade resistente é modificado de acordo com a Equação 2.29.

$$b_0 = k_e b_{1,red} \quad (\text{Eq. 2.29})$$

onde,

$k_e$ , coeficiente de excentricidade, obtido segundo a Equação 2.30.

$b_{1,red}$ , perímetro de controlo básico reduzido (devido à existência de descontinuidades geométricas ou estáticas, de que são exemplo a existência de um orifício).

$$k_e = \frac{1}{1 + e_u/b_u} \quad (\text{Eq. 2.30})$$

onde,

$e_u$ , excentricidade do esforço transversal resultante em relação ao centro de inércia do perímetro de controlo básico;

$b_u$ , diâmetro do círculo de igual área à do perímetro de controlo básico.

### 2.4.3.2 Esforço Transverso Resistente do Betão

De acordo com o MC2010, a parcela de resistência ao punçoamento relativa à capacidade resistente do betão é obtida através da Equação 2.31.

$$V_{R,c} = k_\psi \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_1 d_v \quad (\text{Eq. 2.31})$$

onde,

$k_\psi$ , parâmetro que depende da deformação e da rotação da laje, calculado segundo a Equação 2.32;

$f_{ck}$ , valor característico da tensão de rotura à compressão do betão em provetes cilíndricos [MPa];

$\gamma_c$ , coeficiente parcial de segurança do betão ( $\gamma = 1,5$ ).

$$k_\psi = \frac{1}{1,5 + 0,9 k_{dg} \psi d} \leq 0,6 \quad (\text{Eq. 2.32})$$

onde,

$$k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0,75 ;$$

$d_g$ , máxima dimensão dos agregados que constituem o betão [mm];

$\psi$ , rotação da laje em torno do pilar;

$d$ , média das alturas úteis nas direcções ortogonais no plano da laje [mm].



### 2.4.3.3 Esforço Transverso Resistente da Armadura Específica

Em relação à parcela da resistência ao punçoamento à qual corresponde a capacidade de resistência da armadura específica, segundo o MC2010, esta é obtida através da Equação 2.33.

$$V_{R,S} = \sum A_{sw} k_e \sigma_{swd} \sin \alpha \quad (\text{Eq. 2.33})$$

onde,

$\sum A_{sw}$ , soma das áreas de todos os ramos de armadura específica situados a uma distância que varia entre  $0,35d_v$  e  $d_v$  do pilar;

$k_e$ , factor de redução do perímetro de controlo, obtido de acordo com a Tabela 2.4;

$\sigma_{swd}$ , factor que está relacionado com a tensão mobilizada nas armaduras específicas, calculado segundo a Equação 2.34;

$\alpha$ , ângulo que a armadura transversal faz com o plano da laje (no caso de armadura transversal vertical,  $\alpha = 90^\circ$ ).

**Tabela 2.4: Valores de  $k_e$  de acordo com o Model Code 2010.**

	Pilar de Canto	Pilar de Bordo	Pilar Interior
$k_e$	0,65	0,70	0,90

$$\sigma_{swd} = \frac{E_s \psi}{6} \left( 1 + \frac{f_{bd}}{f_{ywd}} \frac{d}{\phi_w} \right) \leq f_{ywd} \quad (\text{Eq. 2.34})$$

onde,

$E_s$ , módulo de elasticidade do aço;

$f_{bd}$ , tensão de adesão da armadura específica ( $f_{bd} = 35\text{MPa}$  para varões nervurados);

$f_{ywd}$ , tensão de cedência de cálculo do aço;

$\phi_w$ , diâmetro da armadura específica.

#### 2.4.3.4 Esforço Transverso Resistente Máximo

À semelhança dos outros regulamentos, o Model Code também permite o cálculo do esforço transverso resistente máximo, ao qual corresponde uma rotura por esmagamento da diagonal comprimida próximo do pilar (esmagamento do betão) (Equação 2.35).

$$V_{R,max} = \lambda V_{R,c} \quad (\text{Eq. 2.35})$$

onde,

$\lambda$ , assume o valor de 3,0 para casos de armadura de punçoamento bem ancoradas, como é o caso dos *shear studs*;

$V_{R,c}$ , parcela de resistência do betão correspondente ao Esforço Transverso Resistente Total.

#### 2.4.3.5 Rotação da Laje

O já referido e importante parâmetro de cálculo da resistência ao punçoamento, a rotação da laje em torno do pilar na zona exterior à rotura (Figura 2.29), pode ser calculado de acordo com quatro critérios diferentes de aproximação (quatro níveis de aproximação), sendo que, quanto maior for o nível de aproximação mais aproximada será a provisão à resistência ao punçoamento associada a esta norma.

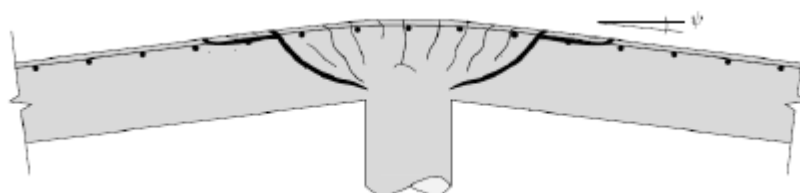


Figura 2.29: Exemplo esquemático da rotação de uma laje fungiforme,  $\psi$  [2].

Segue-se a Tabela 2.5 onde é possível observar as formulações que permitem obter os vários níveis de aproximação.

**Tabela 2.5: Diferentes níveis de aproximação para o cálculo da rotação da laje segundo o Model Code 2010 [2].**

Nível de aproximação	$\psi$
I	$\psi = 1,5 \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{yd}}{E_s}$
II	$\psi = 1,5 \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{yd}}{E_s} \left( \frac{m_{sd}}{m_{Rd}} \right)^{1.5}$
III	$\psi = 1,2 \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{yd}}{E_s} \left( \frac{m_{sd}}{m_{Rd}} \right)^{1.5}$ , com $m_{sd}$ calculado através de programa de análise linear, valor médio na faixa do pilar.
IV	Valor calculado com base em programa de análise não linear.

onde,

$r_s$ , distância entre a face do pilar e o ponto onde o momento flector é nulo;

$m_{sd}$  e  $m_{Rd}$ , momentos flectores actuante e resistente, respectivamente, na faixa central de armadura longitudinal. O valor de  $m_{sd}$  pode ser estimado a partir da Equação 2.35 (caso se trate de um pilar central).

$$m_{sd} = V_{Ed} \left( \frac{1}{8} + \frac{|e_{u,i}|}{2b_s} \right) \quad (\text{Eq. 2.35})$$

onde,

$e_{u,i}$ , excentricidade resultante das forças de corte em relação ao centróide do pilar associado a cada direcção i.  $e_{u,i} = V_{Ed}/M_{Ed,i}$  ;

$b_s = 1,5 \sqrt{r_{s,x} r_{s,y}}$  , largura da faixa central (para o cálculo de  $m_{sd}$ ).



## Capítulo 3

### 3. Programa Experimental

#### 3.1 Introdução

Serve o presente capítulo para apresentar, na íntegra, o programa experimental desenvolvido no âmbito do estudo sobre a influência de armadura específica na capacidade resistente de uma laje fungiforme sob acções horizontais e cíclicas, a decorrer no laboratório de estruturas do departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

Com o intuito de se estudar a eficiência dos *shear studs* enquanto armadura específica de punçoamento, foram desenvolvidos três modelos de lajes fungiformes maciças, dos quais, um não possuindo qualquer tipo de armadura específica, serviu apenas como laje de referência (C-Ref) e os restantes foram armados com igual quantidade de armadura específica (C-SSR5b e C-SSR5c). Os três modelos foram produzidos na Concremat e posteriormente ensaiados, conforme mencionado, no laboratório de estruturas, DEC-FCT-UNL.

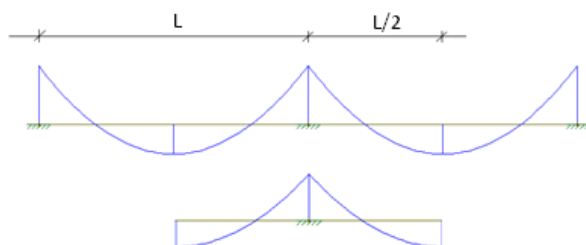
Os ensaios experimentais decorreram num sistema de ensaio desenvolvido por Almeida et al. [17] e cujas particularidades serão devidamente descritas no presente capítulo, assim como toda a instrumentação utilizada em simultâneo para obtenção de dados que permitam uma análise detalhada do comportamento das lajes acerca da ductilidade da ligação, resistência e rigidez.

Serão ainda descritos os ensaios que serviram para caracterizar devidamente cada modelo de laje assim como os seus constituintes, betão e aço.

## 3.2 Caracterização dos Modelos

Os modelos estudados procuram simular uma zona de laje fungiforme maciça em betão armado por forma a analisar uma ligação laje-pilar interior (Figura 1.3) que, projectados segundo uma escala de 2/3, em planta correspondem a 4,15m na direcção longitudinal (N-S) por 1,85m na direcção transversal (O-E) com 0,15m de espessura. O pilar, cujas dimensões em planta são de 0,25m por 0,25m, encontra-se no centro da laje.

As dimensões dos modelos, de acordo com as particularidades do próprio sistema de ensaio, procuraram corresponder a um elemento que, segundo a direcção na qual é aplicada a carga horizontal (N-S), se encontre delimitado pela zona onde o momento flector positivo é máximo para as acções gravíticas (Figura 3.1), i.e., as extremidades da laje perpendiculares à direcção sob a qual é aplicada a carga horizontal correspondem, aproximadamente, à linha de meio vão. Segundo a direcção ortogonal à de aplicação da carga, face à sua menor importância derivado de se tratar de um ensaio unidireccional, optou-se pela dimensão que correspondesse à distância entre o pilar (ponto de apoio), onde o momento flector negativo é máximo, até ao ponto onde o momento flector negativo devido às cargas verticais é nulo (aprox.  $\frac{1}{4}$  de vão). Assim e resumidamente poder-se-á dizer que o modelo ensaiado corresponde a um modelo real com, aproximadamente, 4,15m de vão entre pilares segundo a direcção na qual é aplicada a carga.



**Figura 3.1: Modelo simplificado que visa a compreensão da dimensão dos modelos sob a direcção na qual é aplicada a carga. Esquema de uma estrutura porticada, em cima. Esquema do modelo a ensaiar, em baixo.**

Em termos de armadura, estes variam entre si apenas na quantidade de armadura específica de punçoamento onde, dois dos três modelos contêm 5 (cinco) perímetros de armadura e um terceiro modelo não contém armadura deste tipo. No que diz respeito à armadura longitudinal ( $\varnothing 10\text{mm}$  e  $\varnothing 12\text{mm}$ ), todos os modelos contêm a mesma quantidade de armadura considerando uma percentagem geométrica de armadura para a face superior, na zona de ligação laje-pilar de, aproximadamente, 0,96% e cujo dimensionamento foi executado com o intuito de, em qualquer um dos casos, promover uma rotura apenas por punçoamento. Com uma altura útil,  $d$ , e um recobrimento da armadura inferior de, aproximadamente, 120 e 20mm, respectivamente, na tabela (Tabela 3.1) podem consultar-se os valores reais destes

parâmetros, obtidos através do cálculo de um valor médio para os diversos valores medidos pré-betonagem com recurso a um paquímetro.

**Tabela 3.1: Altura útil, percentagem geométrica de armadura e quantidade de armadura específica de punçoamento para os três modelos ensaiados.**

<b>Modelo</b>	<b>d [mm]</b>	<b><math>\rho_l^{(1)}</math></b>	<b><math>A_{sw} [mm^2]^{(2)}</math></b>
C-Ref	118,08	0,96%	-
C-SSR5b	117,11	0,97%	603,19
C-SSR5c	118,07	0,96%	603,19

<sup>(1)</sup> Percentagem geométrica de armadura na face superior

<sup>(2)</sup> Área por perímetro de armadura

A pormenorização das armaduras longitudinais pode ser consultada nas figuras que se seguem, Figura 3.2 e Figura 3.3. Em termos de armadura específica de punçoamento utilizaram-se *shear studs* ( $\varnothing 8\text{mm}$ ) agrupados em conjuntos de cinco, a fim de criar cinco perímetros de armadura, perfazendo uma área por perímetro de armadura de  $603,19 \text{ mm}^2$  ( $6,03 \text{ cm}^2$ ) (Tabela 3.1) e cuja pormenorização pode ser consultada através da Figura 3.4.

Uma vez caracterizados todos os três modelos passa-se a nomear cada um deles por forma a facilitar a compreensão por parte do leitor uma vez que, daqui em diante, não será feita mais nenhuma distinção destes por via das suas características. Assim, o considerado modelo de referência, sem qualquer tipo de armadura específica de punçoamento, passa a denominar-se por modelo C-Ref, sendo que os dois restantes modelos, com armadura específica de punçoamento e exactamente iguais entre si, passam a C-SSR5b e C-SSR5c, sendo que o último corresponde àquele onde foi aplicada a maior percentagem de carga gravítica.





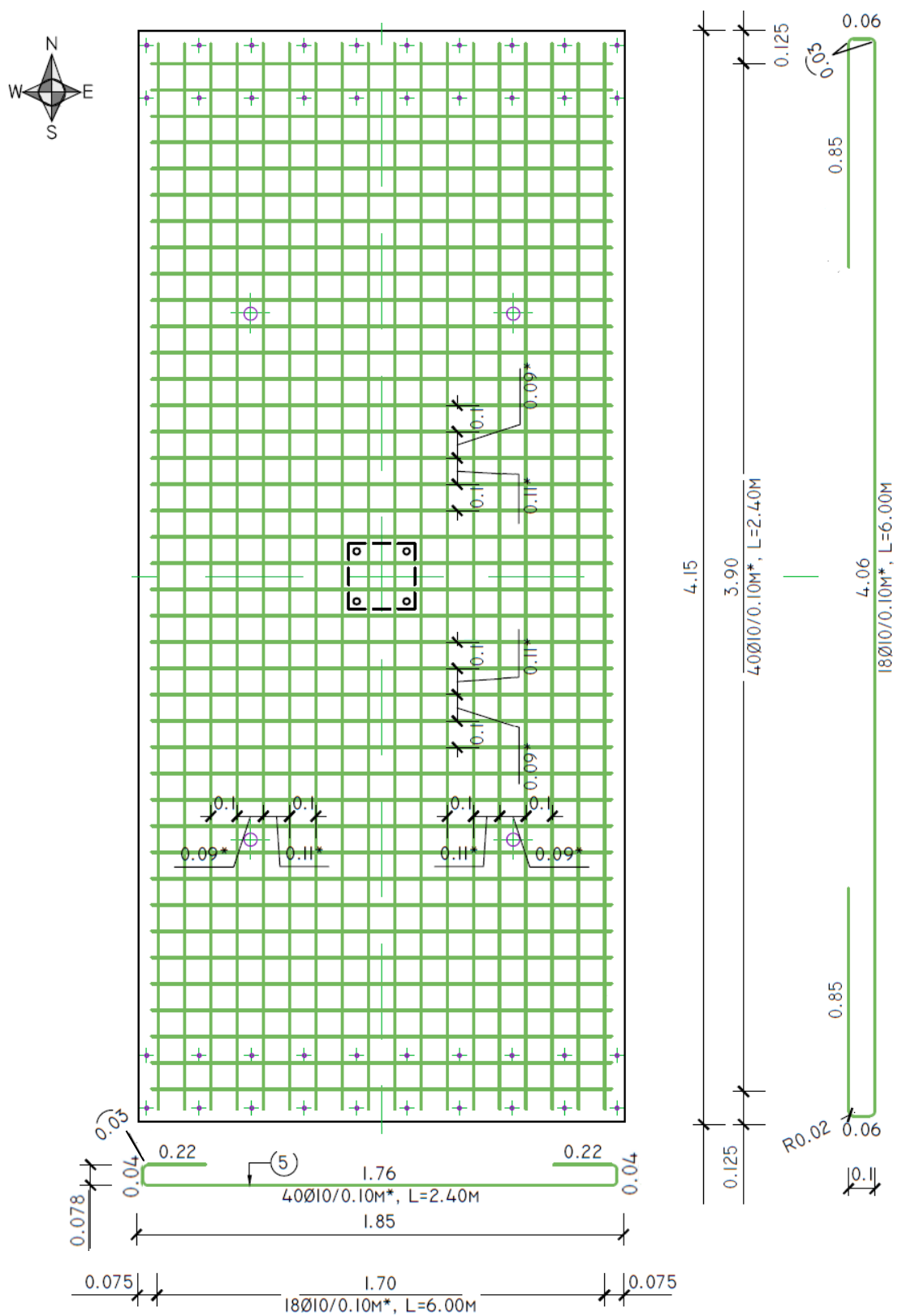


Figura 3.3: Pormenorização da armadura longitudinal inferior instalada em cada um dos três modelos de laje.

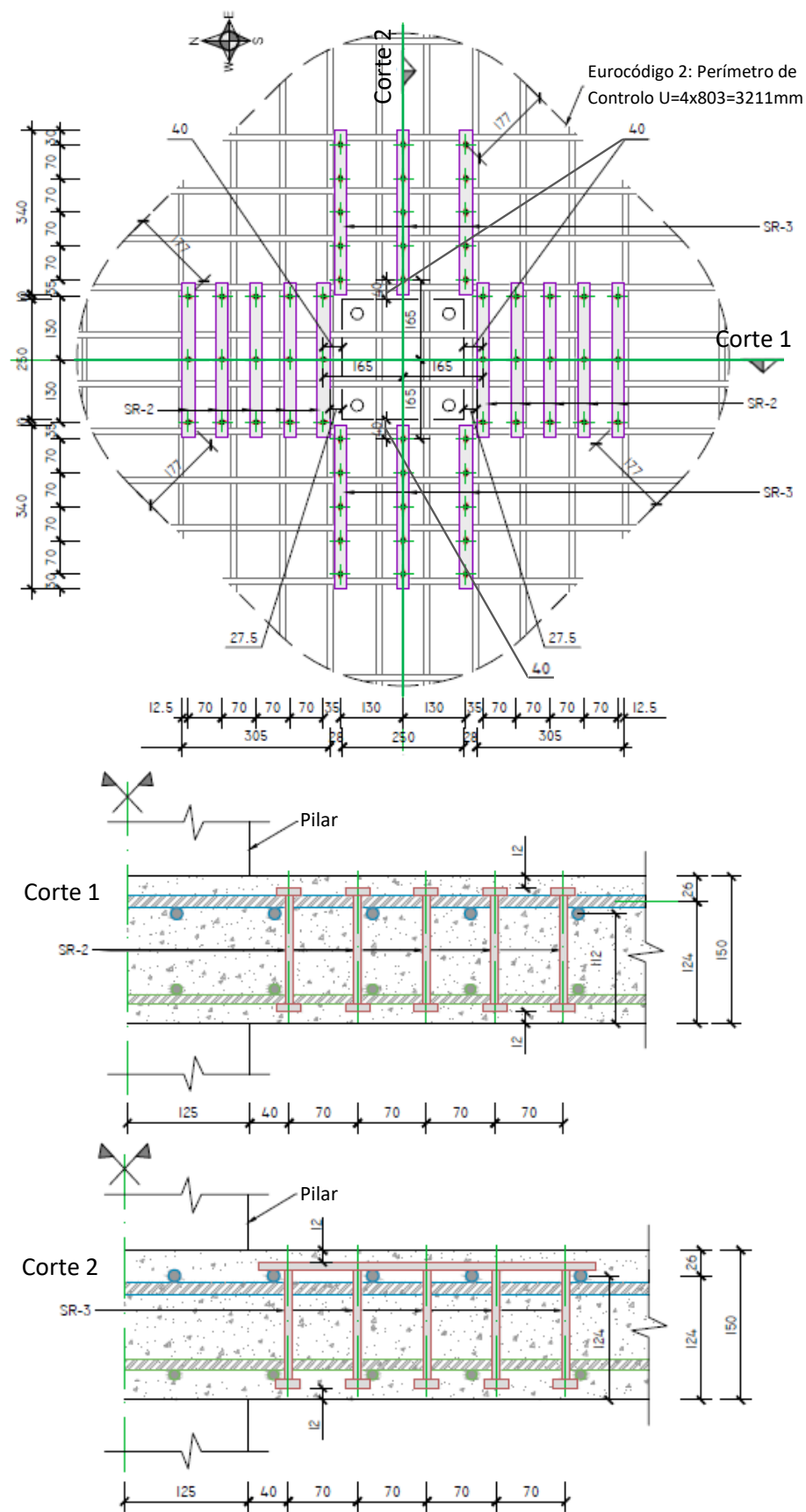


Figura 3.4: Pormenorização da armadura específica de punção ( $\varnothing 8\text{mm}$ ) para dois dos três modelos de laje.

## 3.3 Caracterização dos Materiais

Para uma melhor compreensão dos modelos, segue-se a caracterização de todos os materiais que os constituem cada um dos três modelos. Constará, portanto, no presente capítulo, a descrição sumária do processo de obtenção dos provetes, ensaios experimentais e respectivos resultados.

Todo o processo de caracterização supra mencionado decorre de acordo com as normas vigentes.

### 3.3.1 Betão

Por cada modelo<sup>8</sup> foram betonados 10 provetes cúbicos com 150mm de aresta e 10 provetes cilíndricos com 300mm de altura e 150mm de diâmetro, segundo as normas em vigor, NP EN 12390-1- [3] e NP EN 12390-2 [4], respectivamente, com o intuito de analisar separadamente cada um dos lotes de betão, conforme o diagrama da Figura 3.5.

Note-se que, embora todos os modelos exijam a mesma classe de betão, as condições fabris não permitem a execução de lotes exactamente iguais, pelo que é necessário caracterizar cada um deles separadamente.

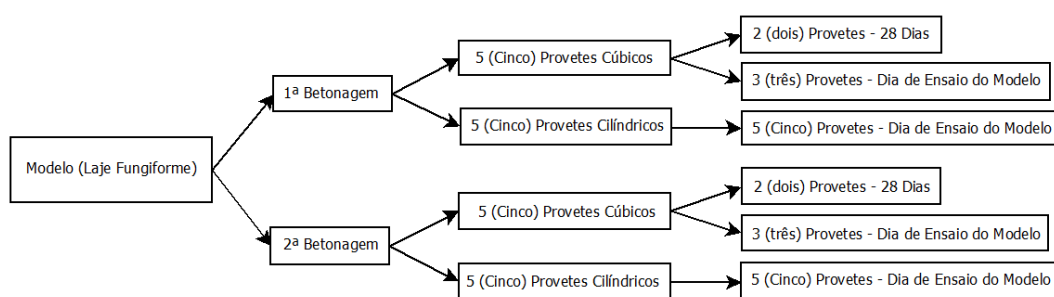


Figura 3.5: Diagrama representativo da quantidade e finalidade de todos os provetes resultantes de um modelo de laje.

<sup>8</sup> Cada modelo requer duas betonagens, i.e., dois lotes de betão. Para cada lote são necessários 5 (cinco) provetes cúbicos e 5 (cinco) provetes cilíndricos, perfazendo um total de 10 (dez) provetes cúbicos e 10 (dez) provetes cilíndricos para cada laje (modelo).

Os provetes são futuramente analisados num conjunto pré-determinado de ensaios, também estes de acordo com as normas em vigor. Assim, de um conjunto de dez provetes cilíndricos, cinco são primeiramente submetidos a um ensaio cuja finalidade é a obtenção do módulo de elasticidade, E (Figura 3.7) para posteriormente serem ensaiados à compressão (Figura 3.7), de acordo com a norma NP EN 12390-3 [5], os restantes cinco são ensaiados à tracção (por compressão diametral mais conhecido por “ensaio brasileiro”) (Figura 3.7), de acordo com a norma NPEN12390-6 [6]. Os provetes cúbicos apenas são analisados à compressão (Figura 3.8), de acordo com a norma NP EN 12390-3 [5], sendo que de um conjunto de dez provetes, quatro são ensaiados com 28 dias e os restantes seis no próprio dia do ensaio. De notar que os conjuntos de provetes supramencionados são constituídos por provetes com origem em betonagens distintas, 2+3 no caso dos provetes cilíndricos, 2+2 e 3+3 no caso dos provetes cúbicos.



Figura 3.6: Equipamento utilizado para ensaiar os provetes de betão [61].

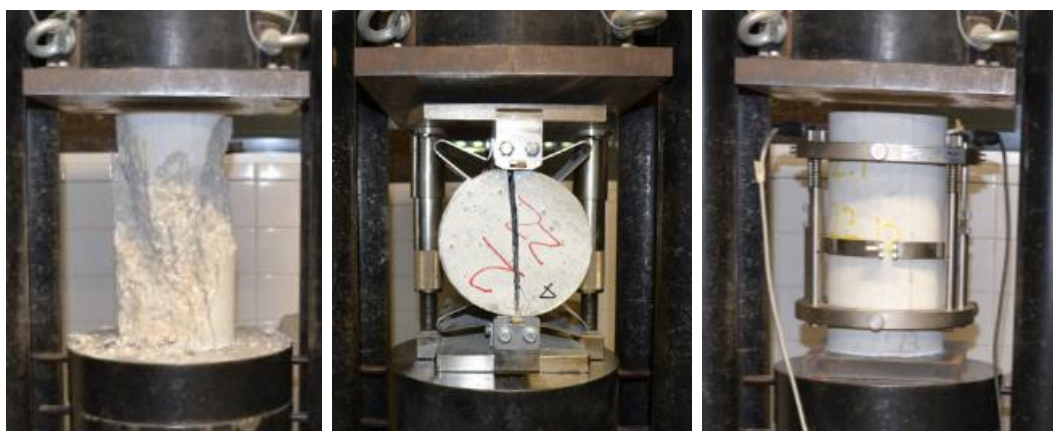


Figura 3.7: Ensaios a que é sujeito cada um dos provetes cilíndricos. Da esquerda para a direita: Ensaio de compressão, ensaio de tracção (compressão diametral) e ensaio de determinação do módulo de elasticidade.



Figura 3.8: Ensaio de compressão de provete cúbico.

De notar que, para uma melhor caracterização do betão, para cada modelo de laje foram ensaiados 4 (quatro) provetes cúbicos aos 28 dias sendo que os restantes (cúbicos e cilíndricos) apenas são ensaiados no mesmo dia em que a laje é ensaiada. Pretende-se com isto que a caracterização do betão seja a mais adequada e em melhor concordância possível com o betão que constitui, efectivamente, o modelo.

Segue-se uma tabela (Tabela 3.2) com os valores da resistência do betão determinados para cada um dos modelos e onde cada um dos valores apresentados corresponde a uma média de todos os valores obtidos para aquele ensaio em particular, por forma a aproximar ao máximo um valor que caracterize o betão de determinado modelo de laje.

Tabela 3.2: Valores de resistência do betão, para cada um dos modelos, aos 28 dias e no dia de ensaio.

Modelo	$f_{c,cubo\ 28\ dias}$ [MPa]	Idade [dias]	$f_{c,cyl}$ [MPa]	$f_{c,cubo}$ [MPa]	$f_{ct,sp}$ [MPa]	$E_c$ [GPa]
C-Ref	59,7	150	62,3	66,1	4,4	41,44
C-SSR5b <sup>(1)</sup>	62,5	44	57,6	58,3	4,1	38,77
C-SSR5c	59,5	146	69,9	70,0	4,2	39,51

<sup>(1)</sup> Ausência de um provete cilíndrico

Podem ainda ser consultadas as tabelas cujo conteúdo dá origem àquele que se apresenta na tabela anterior (Tabela 3.2), i.e., os valores registados para cada provete, para cada um dos ensaios realizados e por modelo, em anexo do presente documento (Tabela A.0.3Tabela A.0.4, Tabela A.0.5 e Tabela A.0.6 para o modelo de referência, Tabela A.0.7, Tabela A.0.8, Tabela A.0.9 e Tabela A.0.10 para o modelo C-SSR5b e Tabela A.0.11, Tabela A.0.12, Tabela A.0.13 e Tabela A.0.14 para o modelo C-SSR5c).

### 3.3.2 Aço

Relativamente ao aço utilizado, quer na armadura longitudinal, quer na armadura específica de punçoamento, a classe pretendida foi C500 e, à semelhança do betão e de acordo com a norma em vigor, EN ISO 15630-1: 2010 [7], referente a este tipo de material em particular, foram realizados ensaios de tracção no laboratório do departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico a fim de se conseguir caracterizar o material em causa (Figura 3.9).

O equipamento utilizado é auxiliado por um segundo equipamento de medição que procura medir a deformada do varão ao longo do ensaio e até que se registe a rotura de cada um dos provetes (Figura 3.9).

Por cada diâmetro utilizado na execução das armaduras dos três modelos ensaiaram-se três provetes, perfazendo um conjunto de nove ensaios, cujos resultados se apresentam na Tabela 3.3 e Tabela 3.4, para a armadura longitudinal e específica de punçoamento, respectivamente.



Figura 3.9: Equipamento utilizado nos ensaios dos provetes de aço e pormenores de um provete de aço com o equipamento auxiliar de medição instalado e de um provete de aço na rotura pós-ensaio.

### 3.3.2.1 Armadura Longitudinal

Tabela 3.3: Características do aço da armadura longitudinal.

Varão	$S_0$ [mm <sup>2</sup> ]	$F_{sy}$ [kN]	$F_{su}$ [kN]	$f_{sy}$ [MPa]	$f_{su}$ [MPa]	$\epsilon_y$ [%]	$\epsilon_{max}$ [%]
Ø10	78,54	43,2	50,9	549,5	647,5	0,27	11,4
Ø12	113,10	61,3	72,8	541,9	643,6	0,27	11,9

Nota: Para o cálculo das extensões considerou-se  $E=200\text{GPa}$ .

onde,

$S_0$ , área da secção transversal do varão;

$F_{sy}$  e  $f_{sy}$ , força e tensão de cedência, respectivamente;

$F_{su}$  e  $f_{su}$ , força e tensão de rotura, respectivamente;

$\epsilon_y$  e  $\epsilon_{max}$ , extensão de cedência e máxima<sup>9</sup>, respectivamente.

### 3.3.2.2 Armadura Específica de Punçoamento

Tabela 3.4: Características do aço da armadura transversal.

Varão	$S_0$ [mm <sup>2</sup> ]	$F_{sy}$ [kN]	$F_{su}$ [kN]	$f_{sy}$ [MPa]	$f_{su}$ [MPa]	$\epsilon_y$ [%]	$\epsilon_{max}$ [%]
Ø8	50,27	24,6	28,9	488,8	575,8	0,24	13,2

Nota: Para o cálculo das extensões considerou-se  $E=200\text{GPa}$ .

onde,

$S_0$ , área da secção transversal do varão;

$F_{sy}$  e  $f_{sy}$ , força e tensão de cedência, respectivamente;

$F_{su}$  e  $f_{su}$ , força e tensão de rotura, respectivamente;

$\epsilon_y$  e  $\epsilon_{max}$ , extensão de cedência e máxima<sup>9</sup>, respectivamente.

<sup>9</sup> Extensão máxima registada aquando do colapso.



### 3.4 Sistema de Ensaio

Segue-se a apresentação daquele que se considera ser o ponto forte do ensaio experimental em questão, um sistema de ensaio que, desenvolvido por Almeida et al [17], na tentativa de simular as condições de fronteira e de carregamento de um troço de laje e respectiva ligação deste com um pilar interior, finda com uma solução totalmente inovadora e promissora onde, não só se consegue que a resultante de todas as forças actuantes verticais descarregue/concentre apenas no pilar, a igualdade de esforço transverso, momento flector e rotação, entre as extremidades Norte e Sul, a possibilidade de existirem deslocamentos verticais nas extremidades Norte e Sul, assim como a mobilidade do ponto de inflexão dos momentos flectores ao longo da direcção longitudinal [17] (Figura 3.10).

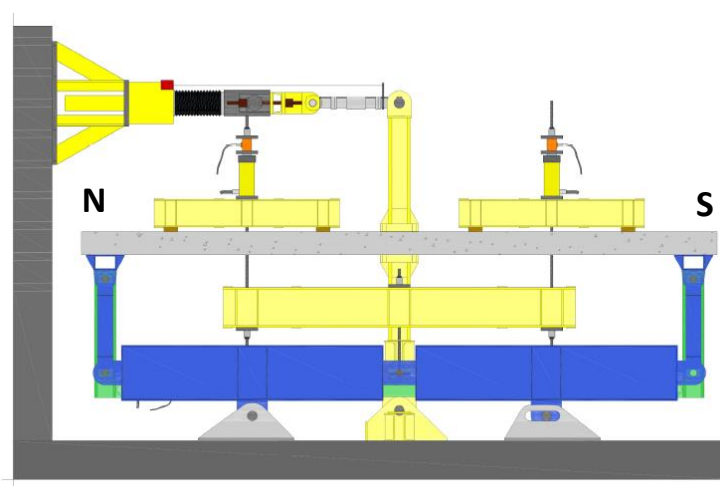


Figura 3.10: Representação do sistema de ensaio desenvolvido por Almeida et al. [17].

Em suma, “(...) para carregamentos verticais, quer a rotação quer o esforço transversal são nulos e o deslocamento vertical e o momento flector são não nulos e iguais entre si para os bordos Norte e Sul da laje. Para carregamentos horizontais, os deslocamentos verticais e o esforço transversal assumem o mesmo valor (em absoluto) entre si, embora de sinal contrário.” Almeida et al [17].

De uma forma mais detalhada, o sistema de elementos metálicos ligados entre si, à laje e à laje do laboratório por meio de rótulas (sistema a azul) é responsável por permitir a ocorrência de deslocamentos verticais e pela compatibilidade do esforço transversal entre as extremidades Norte e Sul (iguais em valor absoluto mas de sinal contrário), conforme se demonstra na Figura 3.14. Um segundo sistema, composto também por elementos metálicos (escoras) ligados entre si por meio de rótulas mas rigidamente ligado à laje (sistema a verde), procura garantir a existência de momentos positivos nas extremidades Norte e Sul da laje (meio vão de um modelo real) e a compatibilidade de rotações entre as mesmas (Figura 3.15). Chama-se a atenção para a existência de dois macacos hidráulicos, um por escora, cuja função é, uma vez em carga,



possibilitarem a alteração das cargas nas escoras a fim de dotar o sistema de ensaio da capacidade de dar resposta a incrementos de momento flector a meio vão devido à perda de rigidez do pilar (redistribuição de momentos flectores)[17].

Durante os ensaios, a manutenção da carga gravítica aplicada deve ser sempre mantida e independente da deformação da laje, sendo que o sistema só consegue satisfazer esta necessidade devido ao facto de reencaminhar todas as cargas para o pilar. A aplicação da carga gravítica ocorre através de macacos hidráulicos que, ligados a uma unidade de controlo de pressão, carregam sobre perfiz metálicos apoiados cada um deles em duas chapas metálicas de 200x200x25 mm<sup>3</sup>, perfazendo um total de 8 pontos de apoio/carregamento.

Os deslocamentos horizontais são impostos por um atuador ligado na parte superior do troço superior do pilar.

Segue-se um conjunto de figuras que permite ao leitor perceber de uma forma clara o *modus operandi* das soluções anteriormente descritas, para carregamentos verticais e horizontais (Figura 3.14, Figura 3.15, Figura 3.16 e Figura 3.17).



Figura 3.11: Sistema de ensaio completo [17].



Figura 3.12: Unidade de controlo da pressão hidráulica.



Figura 3.13: Exemplo de um macaco hidráulico utilizado.

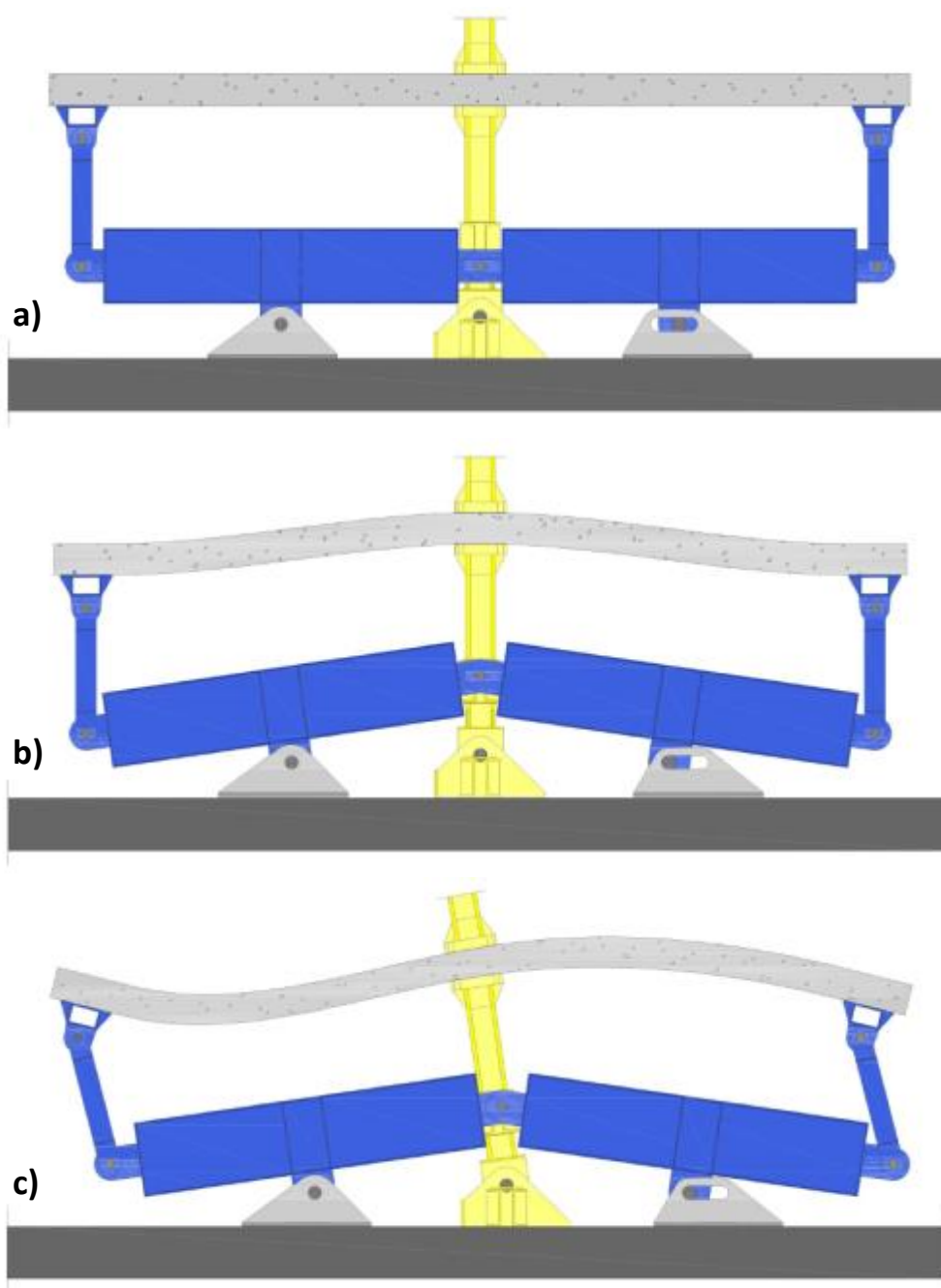


Figura 3.14: Componente do sistema de ensaio responsável pela compatibilidade de deslocamentos verticais [17]. a) Posição indeformada; b) Deformada devido à aplicação de carga gravítica; c) Deformada devido à aplicação de carga horizontal.

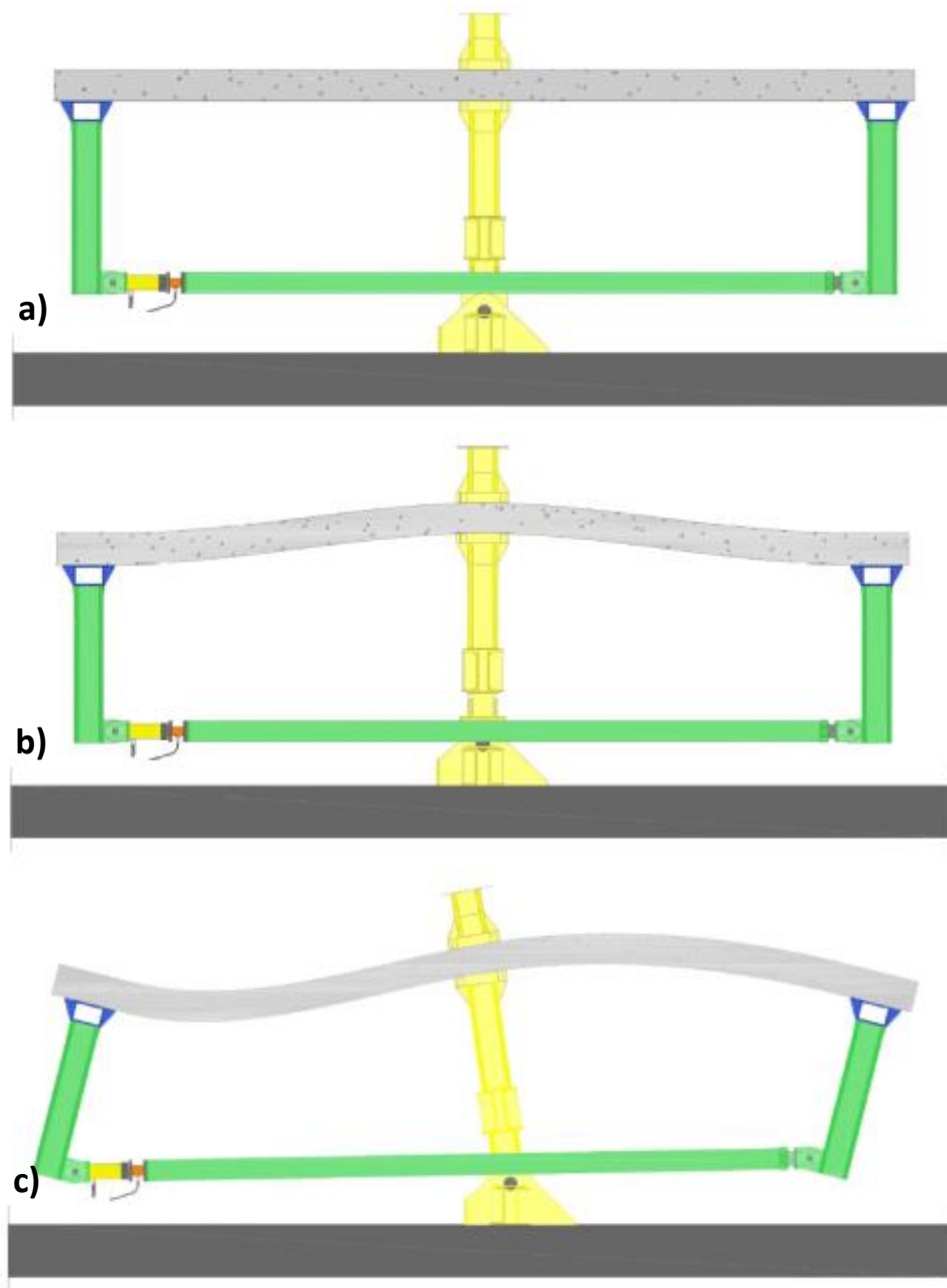


Figura 3.15: Componente do sistema de ensaio responsável pela compatibilidade de rotações [17].  
a) Posição indeformada; b) Deformada devido à aplicação de carga gravítica; c) Deformada devido à aplicação de carga horizontal.

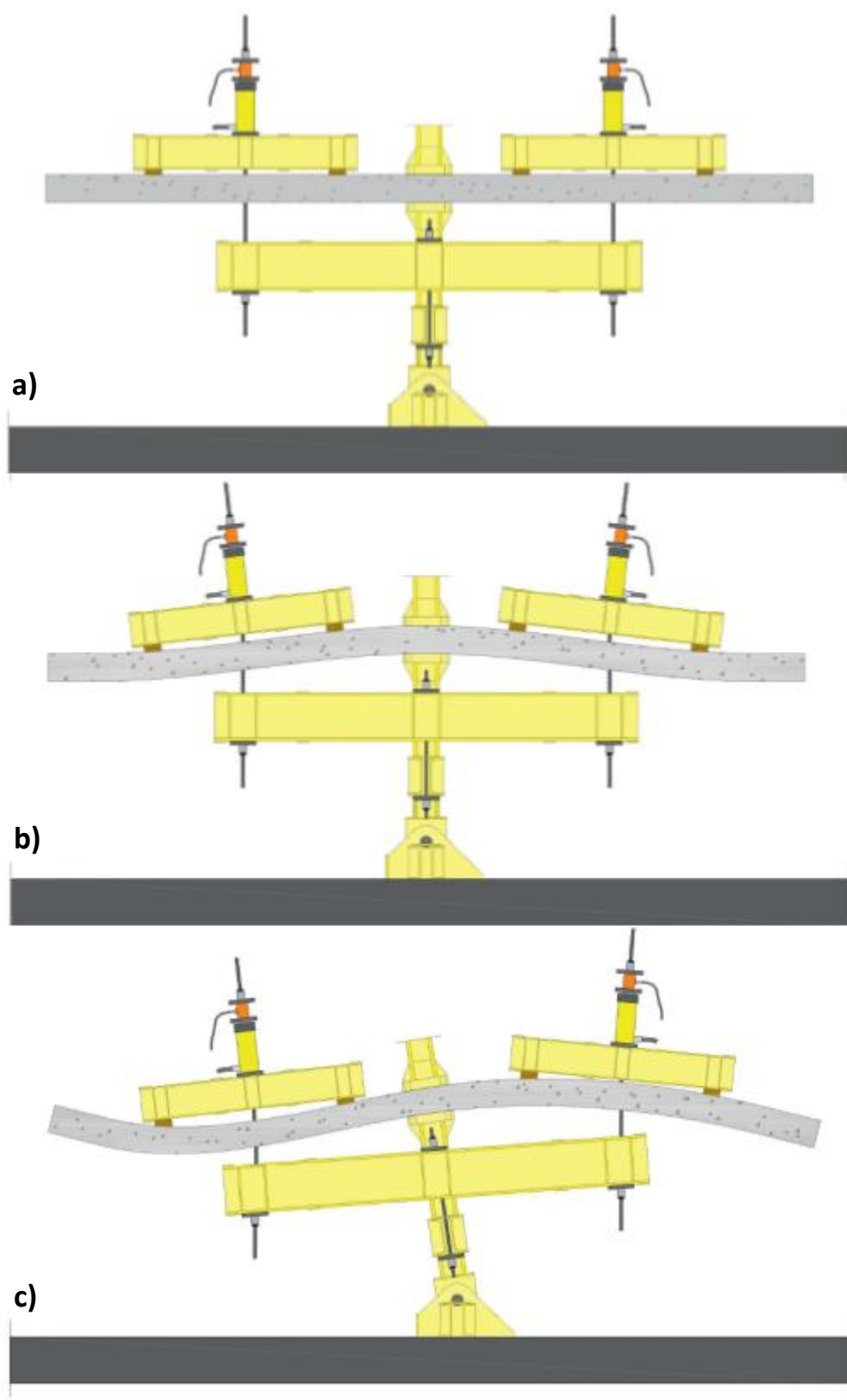


Figura 3.16: Componente do sistema de ensaio responsável pela aplicação e manutenção da carga gravítica [17]. a) Posição indeformada; b) Deformada devido à aplicação de carga gravítica; c) Deformada devido à aplicação de carga horizontal.

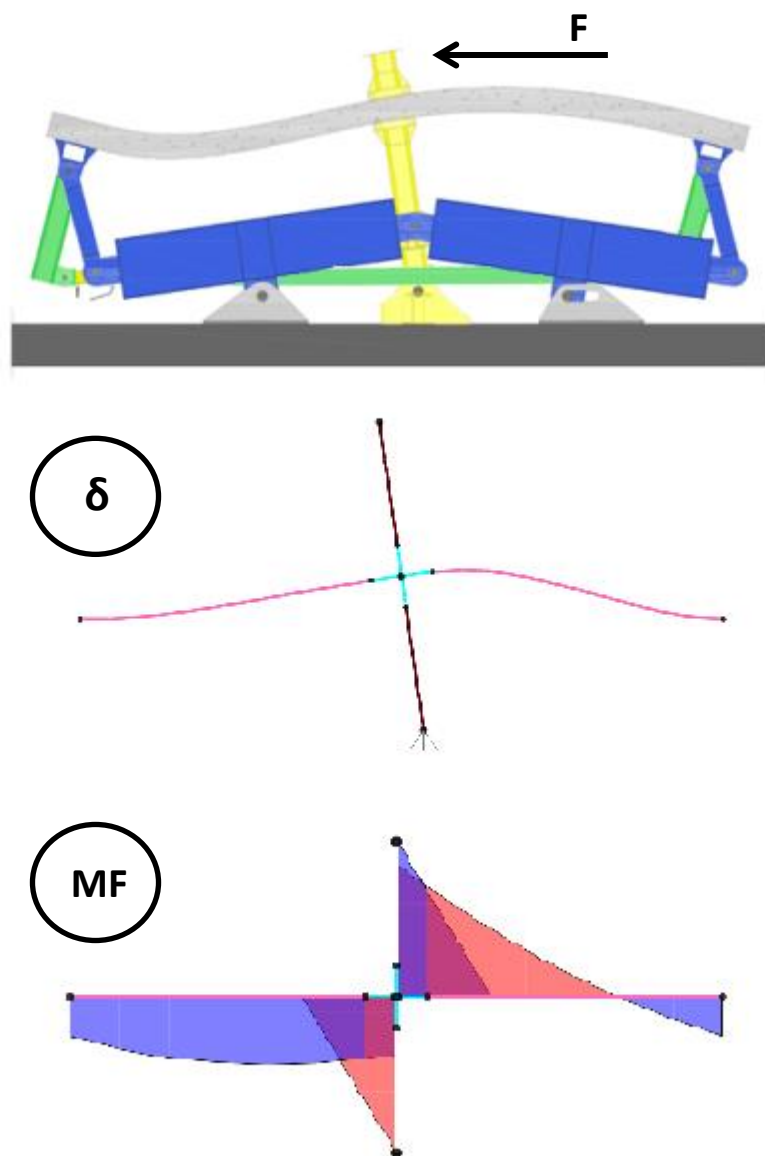


Figura 3.17: Esquema sobre o comportamento físico do elemento de laje sob um ensaio de carga horizontal. Os diagramas de deformada e de momento flector resultam da modelação do sistema de ensaio com recurso à ferramenta SAP2000.

Todas as ligações entre laje e elementos de apoio são executadas com recurso a parafusos pré-esforçados sendo que a correcta execução destas é vital para que o sistema se comporte da forma desejada. A escolha do material que caracteriza os dois troços de pilar (inferior e superior), provém sobretudo do facto de se procurar evitar falhas estruturais destes que possam, porventura, levar a resultados demasiado complexos ou até mesmo inconclusivos. O dimensionamento dos pilares foi executado por forma a que estes trabalhem em regime elástico durante todo o ensaio.

Note-se ainda que a rotação de todo o sistema de ensaio ocorre na rótula de ligação entre o troço inferior do pilar e a laje do laboratório.

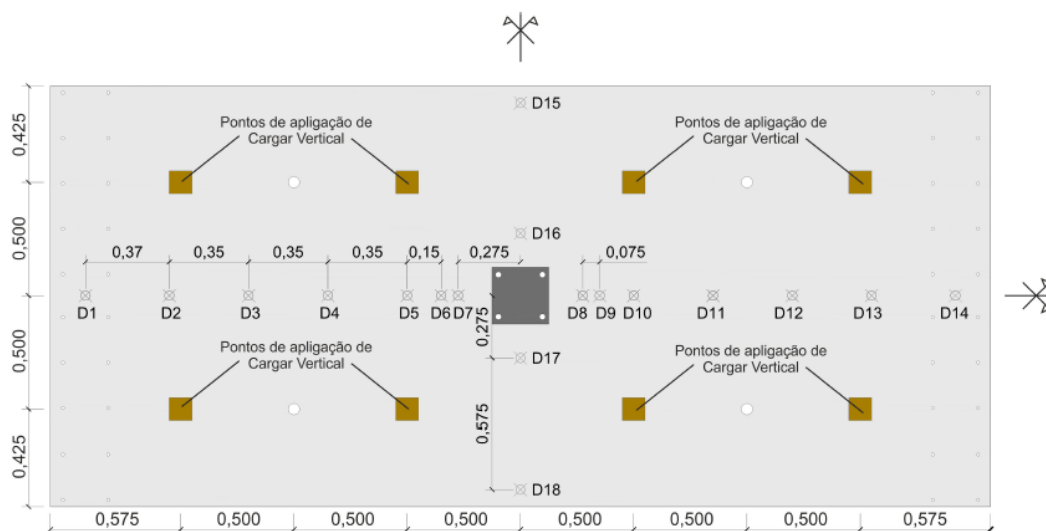
## 3.5 Instrumentação

O capítulo que segue pretende apresentar toda a instrumentação utilizada no decorrer de um ensaio deste tipo e que permite a obtenção de dados para análise e caracterização deste. O vasto leque de aparelhos de instrumentação utilizado visa a medição de deslocamentos, rotações/inclinações, cargas aplicadas e extensões nas armaduras que, para uma correcta obtenção de dados obriga a utilização de um segundo conjunto de aparelhos, considerados os aparelhos de obtenção de dados, cuja finalidade é a transformação da informação obtida no ensaio em dados quantitativos e passíveis de serem recolhidos e tratados.

### 3.5.1 Deflectómetro

Este tipo de aparelho é utilizado para medir deslocamentos que, neste caso, são verticais e horizontais. Os deslocamentos verticais são medidos ao longo de toda a superfície de laje segundo duas direcções, a de aplicação da carga horizontal (N-S) e a perpendicular a esta (E-O) com recurso a dezoito aparelhos de entre os quais, seis são de fio (Measurement Specialities tipo SP3) (Figura 3.19) e os restantes doze de êmbolo (quatro TML tipo CDP-50 e oito TML tipo CDP-100) (Figura 3.20). Segundo a direcção N-S foram utilizados catorze equipamentos e os restantes quatro na direcção E-O, dispostos de acordo com a Figura 3.18. Todos os aparelhos supramencionados são fixos a uma estrutura tubular de aço que por sua vez se liga ao troço superior do pilar. Desta forma consegue-se que a instrumentação acompanhe a deformação do pilar, não sofrendo qualquer interferência dos deslocamentos horizontais da laje.

A figura que se segue permite perceber a localização exacta dos aparelhos utilizados sendo que D1, D2, D3, D12, D13 e D14 são deflectómetros de fio e os restantes são eléctricos (D4 a D11 e D15 a D18).



**Figura 3.18: Posicionamento dos deflectómetros e das chapas de apoio dos perfis metálicos, adaptado de [17].**

O único deslocamento horizontal que tem a obrigatoriedade de ser medido é o do atuador (imposta ao topo do troço superior do pilar) e resulta de, neste tipo de ensaio, ao invés de se aplicar determinada força ao pilar se impõem deslocamentos horizontais. A medição é efectuada com recurso a um deflectómetro de fio instalado na parte superior do atuador.



**Figura 3.19: Deflectómetro de fio.**



**Figura 3.20: Deflectómetro eléctrico.**



### 3.5.2 Inclinómetro

O inclinómetro é o aparelho utilizado para medir inclinações sendo que neste caso em particular, uma vez instalado nos bordos/extremidades Norte e Sul, permite, através da monitorização da inclinação destes, perceber se estes rodam sobre si de igual forma.



Figura 3.21: Inclinómetro

### 3.5.3 Célula de Carga

A célula de carga consiste num equipamento muito utilizado em Engenharia Civil face à necessidade de controlo das cargas aplicadas. Neste caso em particular utilizaram-se seis aparelhos TML do tipo CLC – NA e um sétimo de marca e modelo desconhecidos. Para a monitorização de todas as cargas verticais, cargas nas escoras e carga no atuador utilizaram-se os seis aparelhos já mencionados, instalados imediatamente a seguir a cada macaco hidráulico (Figura 3.22). Para uma correcta monitorização da carga horizontal aplicada pelo atuador, este possui o sétimo aparelho integrado no próprio sistema do atuador (Figura 3.23).



Figura 3.22: Célula de carga dos macacos hidráulicos.

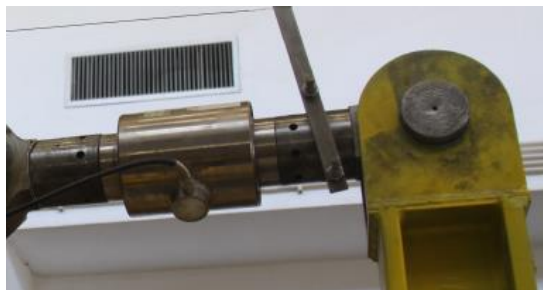


Figura 3.23: Célula de carga do atuador.



### 3.5.4 Extensómetro

Para compreender como se comportam as armaduras longitudinal e transversal de um elemento de laje sob acções horizontais e cíclicas, instalam-se extensómetros eléctricos com recurso a cola cianocrilato e posteriormente protegidos com um revestimento elástico de impermeabilização reforçado, Sikagard – 570W (Figura 3.24 e Figura 3.25), cuja função é a de permitir a monitorização e aquisição de dados numéricos acerca das extensões sofridas pelas armaduras ao longo do ensaio. Os extensómetros utilizados são eléctricos da TML do tipo FLA – 5 – 11 – 5L e foram dispostos de acordo com a Figura 3.26, Figura 3.27 e Figura 3.28.

Assim, para cada um dos modelos, na armadura longitudinal utilizaram-se vinte e quatro extensómetros, agrupados dois a dois e cuja localização pode ser consultada através das Figura 3.26 e Figura 3.27 para a armadura longitudinal superior e inferior, respectivamente. Para a armadura transversal – *shear studs* – utilizaram-se vinte e cinco extensómetros, cuja localização pode ser consultada na Figura 3.28.

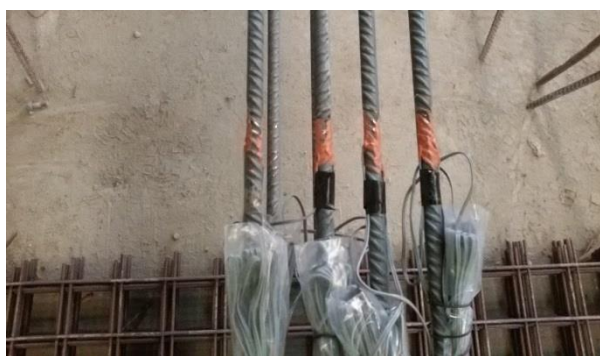


Figura 3.24: Extensómetros da armadura longitudinal.



Figura 3.25: Extensómetros da armadura específica de punçoamento.

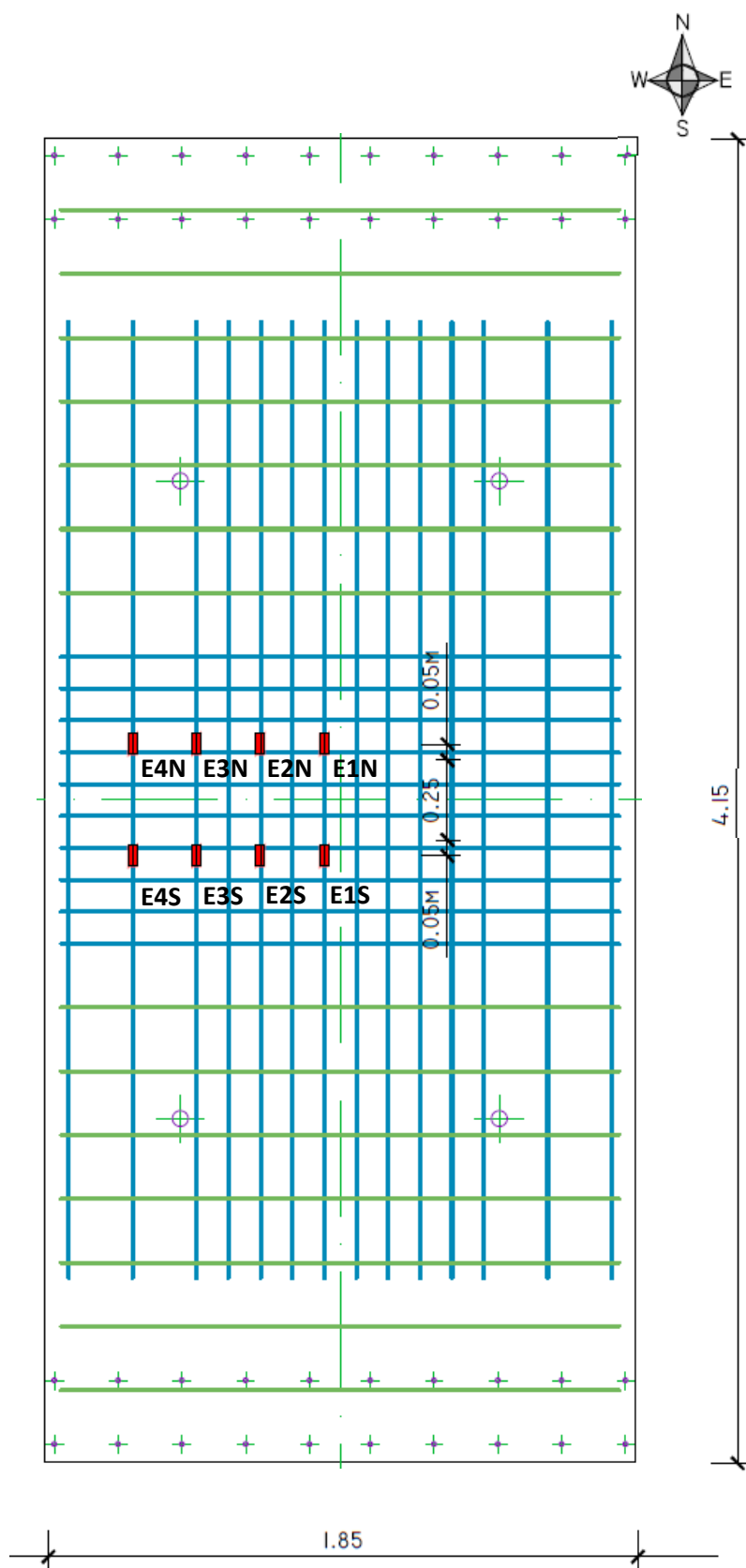


Figura 3.26: Localização dos extensômetros instalados na armadura longitudinal superior.

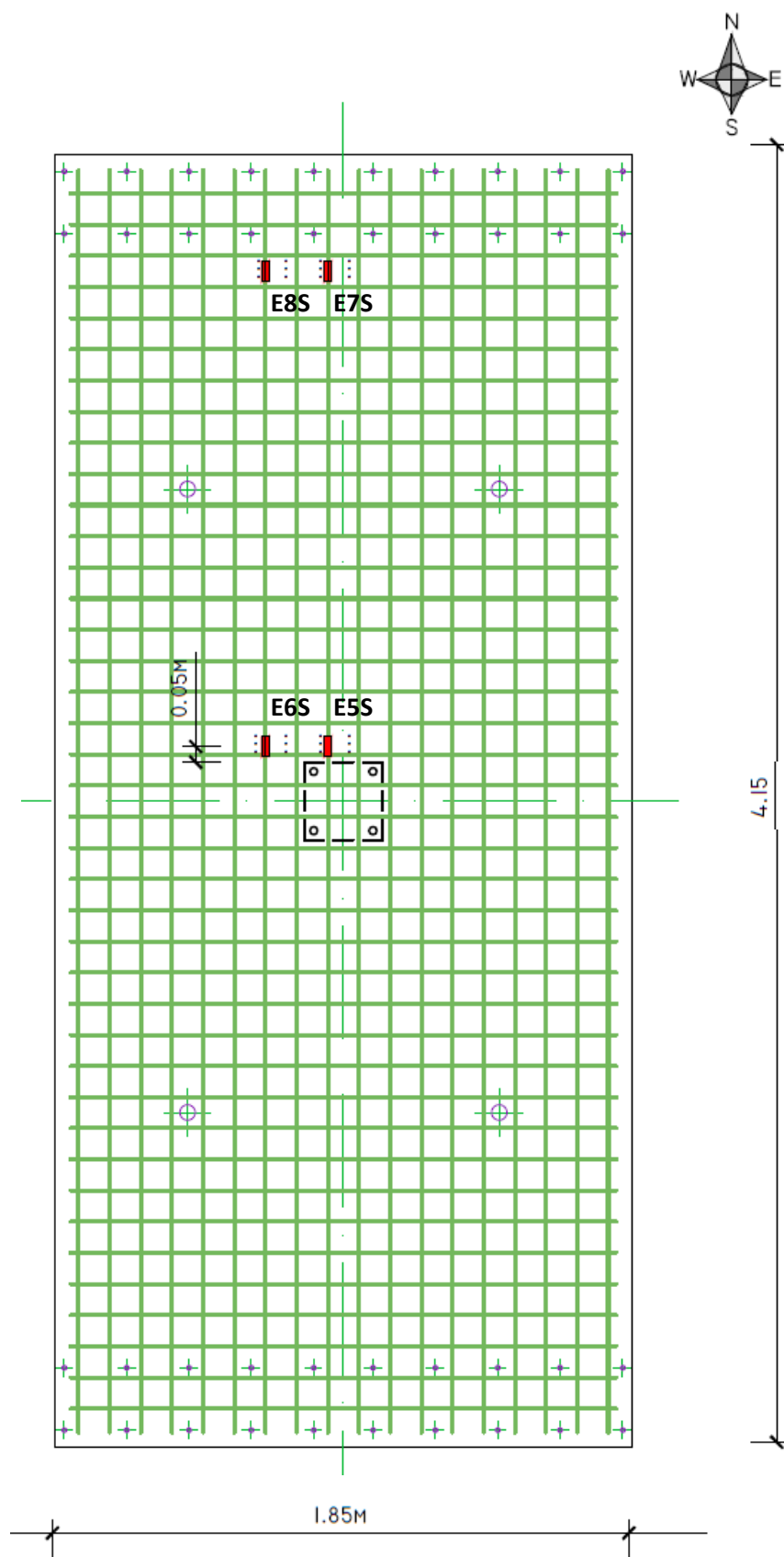


Figura 3.27: Localização dos extensómetros instalados na armadura longitudinal inferior.

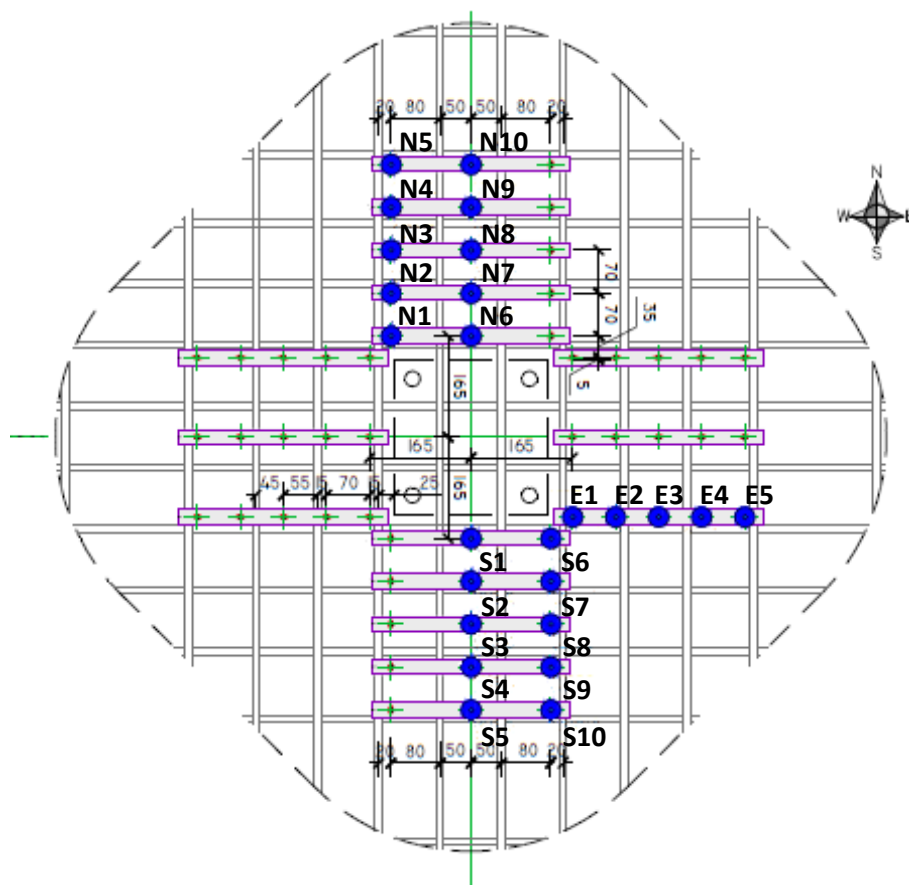


Figura 3.28: Localização dos extensômetros instalados na armadura específica de punçoamento – *Shear Studs*.

### 3.5.5 Aquisição de dados

Para a obtenção de dados computacionais adequados e passíveis de ser analisados recorreu-se a um conjunto de equipamentos HBM Spider 8 (Figura 3.29), HBM QuantumX MX840B e HBM QuantumX MX 1615B (Figura 3.30) que, quando ligados a toda a instrumentação utilizada e já mencionada no presente capítulo, procuram transcrever em números a informação que destes advém.



Figura 3.29: HBM Spider 8 [61].



Figura 3.30: HBM QuantumX [61].

## 3.6 Protocolo de Ensaio

A anteceder o dito protocolo de ensaio existe um conjunto de procedimentos normativos do laboratório face à instalação da laje no sistema de ensaio. Desta forma, primeiramente, é necessário que se coloque a laje no sistema de ensaio com o auxílio de uma grua que, uma vez que a laje não pode descarregar nos pontos de apoio sem que as escoras se encontrem em carga (garantia de rotações nulas nos bordos/extremidades N e S), obriga a que as ligações aparafusadas dos bordos sejam efectuadas com a grua em funcionamento. As ligações dos bordos N e S são efectuadas por via de 20 parafusos M12 por bordo, pré-esforçados com uma força de 70kN/parafuso, aproximadamente. A intermediar os parafusos e a laje existe, para cada bordo, uma chapa de aço.

De seguida é aplicada força nos macacos hidráulicos das escoras para que, uma vez garantidas as rotações nulas nos bordos, seja possível desactivar a grua, e se conclua o processo de apoiar total e unicamente a laje no sistema de ensaio. Segue-se a colocação do troço superior do pilar com recurso a 4 parafusos M24 pré-esforçados com 240kN.m/parafuso, aproximadamente.

Resta apenas que se coloquem as 8 chapas metálicas que servirão como pontos de carregamento gravítico (Figura 3.18) e onde se instalam 4 perfis metálicos utilizados para o mesmo fim. Uma vez instalada toda a instrumentação e ligado o atuador ao topo do troço superior do pilar, estão encontradas as condições para que se inicie o ensaio de acordo com o protocolo que se segue.

Assim, o protocolo de ensaio divide-se em duas fases distintas:

- 1) Uma primeira que diz respeito à aplicação da carga gravítica, denominada por fase monotónica onde a carga gravítica é aplicada a uma velocidade aproximada de 30kN/min até que se atinga o valor desejado, o qual deveria, em condições óptimas, corresponder a 50% e 60% da capacidade resistente do elemento (calculado de acordo com o EC2, para um elemento de laje sem armadura específica). Contudo, derivado do equipamento que impõe este carregamento funcionar em modo analógico, não é possível carregar com a quantidade exacta desejada, obtendo valores de carregamento que, ainda que próximos, não são idênticos. (Tabela 3.5)
- 2) A segunda e última fase, fase de excentricidade cíclica, é aquela onde se aplica a dita força horizontal e cíclica por via da imposição de deslocamentos na parte superior do troço superior do pilar ao longo da direcção N–S. A imposição de deslocamentos segue o protocolo da Figura 3.31 criado com o intuito de normalizar este tipo de ensaios no laboratório do DEC FCT – UNL. A velocidade do atuador face aos deslocamentos que impõe é de 9mm/min para *drift* até 3,0%, sendo que nos restantes esta passa para o dobro.

Tabela 3.5: Carga gravítica aplicada sobre cada um dos modelos ensaiados.

Modelo	$d$ [mm]	$f_c$ [MPa]	$V_{Rc}$ [kN] <sup>(1)</sup>	Carga Gravítica [kN]	Shear Reinforcement Ratio
C-Ref	118,1	62,3	412,8	224,8	54,5%
C-SSR5b	117,1	57,6	397,9	213,9	53,8%
C-SSR5c	118,1	69,9	429,0	275,0	64,1%

<sup>(1)</sup> Valor calculado de acordo com o Eurocódigo 2 (EC2).

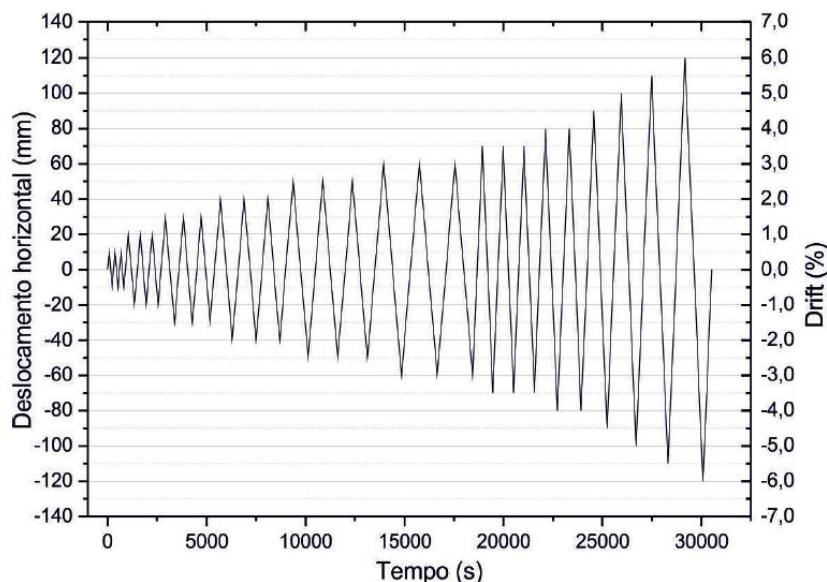


Figura 3.31: Protocolo de deslocamentos horizontais e cíclicos impostos pelo atuador [17].

No decorrer do programa experimental descrito existiu uma ocorrência que se considera relevante face a uma perfeita compreensão e análise dos resultados obtidos, em muito devido ao seu impacto directo no protocolo de ensaio. Assim, no decorrer do ensaio do modelo C-SSR5b, para um patamar de drift de 3,0%, dá-se uma rotura/plastificação de um elemento metálico na extremidade de uma escora do sistema de ensaio (Figura 3.32) que obrigou à interrupção imediata do mesmo, sem que se tenha atingido a rotura. Uma vez reparado o sistema de ensaio decidiu-se pelo reensaio do mesmo modelo seguindo o protocolo como se de um ensaio novo se tratasse até que este atinja a rotura por punção. A resistência do betão foi calculada no dia do primeiro ensaio (betão com idade igual a 44 dias) pelo que não existe informação sobre a resistência do betão para a segunda fase do ensaio (betão com idade igual a 167 dias).



Figura 3.32: Plastificação do elemento metálico na extremidade de uma escora do sistema de ensaio.

Em anexo pode ainda ser consultada uma tabela idêntica à anterior (Tabela A.2), acrescida do modelo C-STR4 ensaiado por Ornelas [61], de consulta vital face a uma perfeita compreensão da comparação efectuada no capítulo que se segue, entre os modelos da Tabela 3.5 e aquele que se considera como o modelo de comparação mais adequado face às suas particularidades, entre elas, ter sido ensaiado no mesmo sistema de ensaio, uma quantidade e tipo de armadura específica de punçoamento idênticas e a mesma quantidade de carga gravítica aplicada.





## Capítulo 4

### 4. Análise de Resultados Experimentais

#### 4.1 Introdução

Serve o presente capítulo para, de uma forma aprofundada, dar a conhecer os resultados provenientes da análise experimental efectuada no decorrer dos ensaios aos modelos C-Ref, C-SSR5b e C-SSR5c. Tendo sempre em conta as análises anteriormente efectuadas por Ornelas [61], será realizada uma comparação directa entre o único modelo que se considera adequado e os que resultaram da presente dissertação de mestrado a fim de perceber se existem mais valias na utilização de *shear studs* como armadura específica de punçoamento. Ainda sobre a dissertação de mestrado desenvolvida por Miguel Ornelas [61], para efeitos de comparação, apenas será tido em conta o modelo C-STR4 uma vez que é o único com quantidades e perímetros de armadura específica de punçoamento idênticas aos modelos do presente documento.

As análises que se seguem estão em perfeito acordo com a instrumentação utilizada e descrita no capítulo anterior assim como com todos os parâmetros de análise também já mencionados no presente documento, por via de apresentar ao leitor os diagramas histeréticos e a envolvente de cada um destes para cada um dos modelos de laje, os coeficientes de amortecimento viscoso, a rigidez lateral efectiva (RDI), ductilidade em deslocamento, índice de deformação residual, deslocamentos verticais registados nas duas direcções (deformadas dos modelos longitudinais e transversais), momentos flectores nas extremidades Norte e Sul, mobilidade do ponto de inflexão e as extensões, quer da armadura longitudinal, quer da armadura específica de punçoamento. Serão ainda apresentados os registos fotográficos sobre o decorrer dos ensaios e pós rotura, acompanhados de uma breve descrição sobre o decorrer dos ensaios (fundamental para uma perfeita compreensão do modo de rotura).

## 4.2 Ensaaios Experimentais

Para cada um dos ensaios foi efectuado um registo detalhado da forma como os modelos se comportaram e que se considera necessário face a uma compreensão clara dos dados analisados e que se apresentarão no presente capítulo. Será ainda apresentado parte do registo fotográfico efectuado ao longo do decorrer de cada um dos ensaios. Sobre as dimensões das aberturas de fendas registadas no decorrer dos vários ensaios e que se apresentam de seguida, foram medidas, sempre, para o patamar de *drift* a que corresponde a sua abertura máxima.

Entenda-se por fendas de momento flector positivo e negativo aquelas que se atravessam perpendicularmente à direcção de aplicação da carga, sendo que as primeiras ocorrem mais próximo das extremidades Norte e Sul da laje e as segundas ocorrem lado a lado com as faces Norte e Sul do pilar.

### 4.2.1 Modelo C-Ref

Na qualidade de um modelo sem qualquer tipo de armadura específica de punçoamento, aquando da aplicação da carga gravítica, este modelo registou uma abertura das primeiras fendas de momento flector, quer para momentos flectores positivos, quer para momentos flectores negativos, sob acção de uma carga gravítica relativamente baixa. Inicialmente registou-se uma maior incidência de fendas de momento flector positivo na extremidade Sul, por oposição às fendas derivadas do momento flector negativo que, quer em termos de quantidade, quer em termos da abertura, não se notaram grandes discrepâncias entre os lados Norte e Sul do pilar, apresentando inclusive uma simetria considerável. Efectuada uma comparação directa entre as fendas derivadas dos momentos flectores, aqueles cuja origem está no momento flector negativo chegam a registar, aproximadamente, o dobro da abertura relativamente àquelas que derivam do momento flector positivo.

Ainda durante a aplicação da carga gravítica regista-se a abertura das primeiras fendas radiais, uma por cada vértice do pilar. De notar ainda que todas as fendas que surgiram durante o processo de aplicação da carga gravítica atingiram as extremidades Este e Oeste, através das quais se prolongaram de imediato até, aproximadamente, dois terços da altura da laje (Figura 4.1).

Uma vez iniciado o primeiro ciclo a que corresponde um *drift* de 0,5%, o lado Sul passou a apresentar a maior incidência de fendas resultantes do momento flector positivo para aquele onde se registaram as maiores aberturas de fendas, passando o lado Norte a registar uma maior quantidade ainda que de abertura mais reduzida. Sobre

o efeito do momento flector negativo regista-se unicamente a abertura de uma nova linha de fendas, paralela à primeira e de abertura mais reduzida.

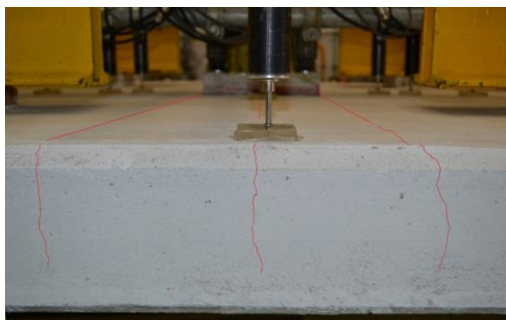


Figura 4.1: Fendas de momento flector negativo para o modelo C-Ref, durante o ciclo de 0,5% *drift*.

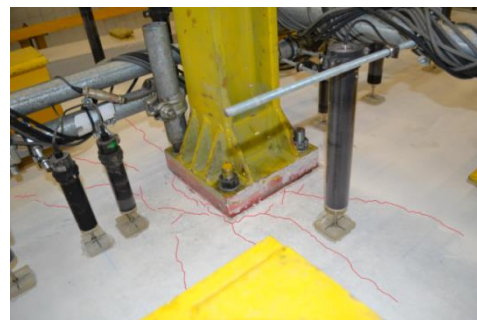


Figura 4.2: Conjunto de fendas em torno do lado Sul e sudeste do pilar, para o modelo C-Ref, findado o ciclo de 0,5% *drift*.

Sobre o ciclo imediatamente a seguir, 1,0% de *drift*, numa primeira fase, ainda que não se note um agravamento significativo das fendas existentes, regista-se a abertura de muitas novas fendas, não só radiais, como fendas que sem uma orientação clara procuram simplesmente unir as fendas existentes, comportamento muito evidente nas proximidades do pilar (Figura 4.3). Com o decorrer do ciclo a generalidade das fendas passa a apresentar uma simetria entre os lados Norte e Sul, sendo que já praticamente findado o ciclo se dá a abertura das primeiras fendas de punçoamento, sendo notório o efeito dos esforços de corte (transversos) na abertura destas, seguindo-se quase de imediato uma rotura por punçoamento (Figura 4.5).



Figura 4.3: Conjunto de fendas em torno do lado Norte e nordeste do pilar, do modelo C-Ref, para o ciclo de 1,0% *drift*.

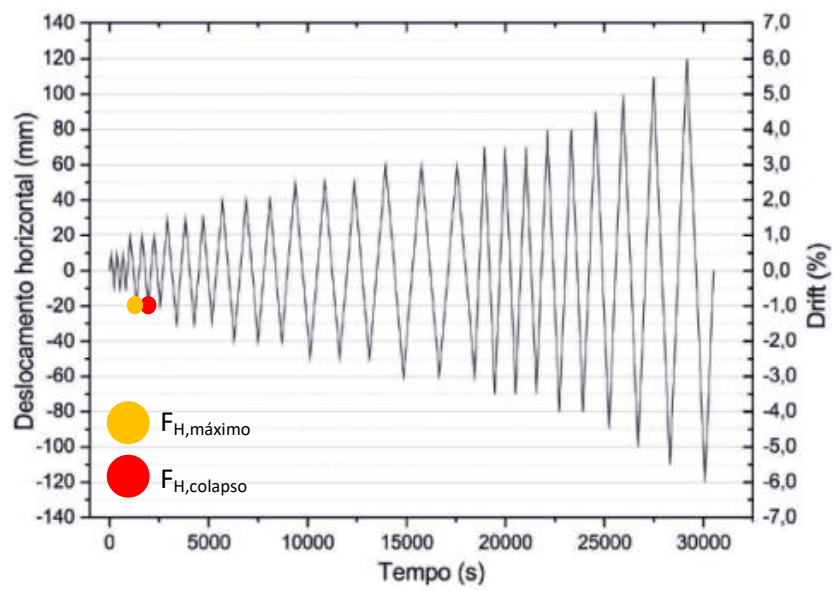


Figura 4.4: Momentos de ocorrência para a força horizontal máxima e para a rotura por punçoamento do modelo C-Ref.

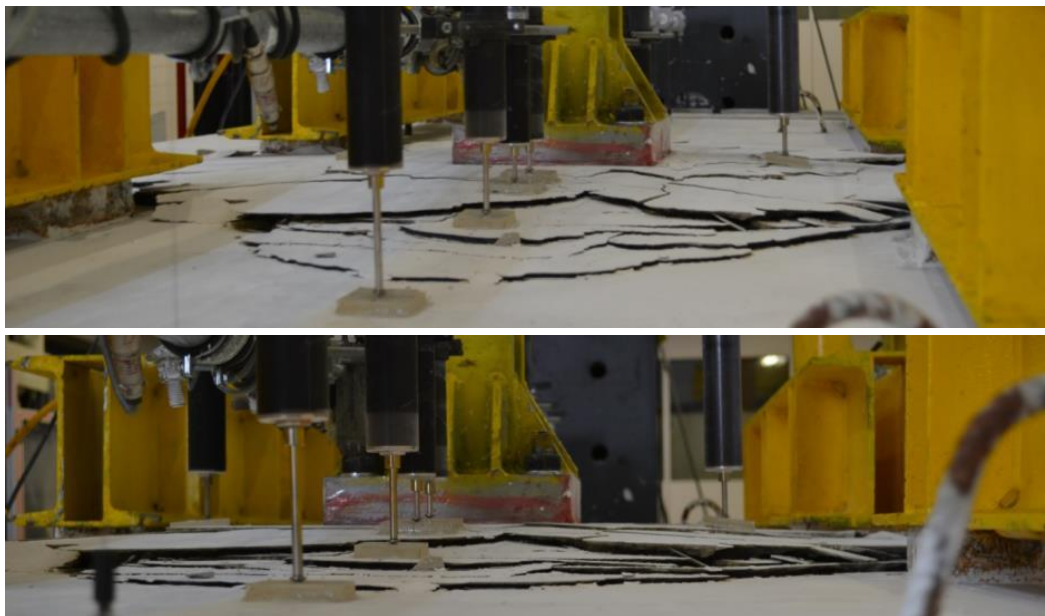


Figura 4.5: Rotura por punçoamento do modelo C-Ref.

## 4.2.2 Modelo C-SSR5b

Conforme já foi mencionado, o ensaio a este modelo reparte-se em duas fases e, uma vez que cada uma das fases seguiu o protocolo como se de um ensaio novo se tratasse, optou-se por descrever os ensaios de forma separada (C-SSR5b1 e C-SSR5b2).

### 4.2.2.1 Modelo C-SSR5b1

No decorrer da aplicação da carga gravítica, à semelhança do modelo de referência (C-Ref), regista-se a abertura das primeiras fendas derivadas dos momentos flectores positivos e negativos, assim como, derivado de esforços de corte e da conjugação destes com os momentos flectores, fendas radiais, ainda que de abertura muito reduzida e espaçamento entre si aproximadamente constante.

No decorrer dos ciclos 0,5% e 1,0% de *drift* regista-se a abertura de novas fendas radiais também de abertura muito reduzida (Figura 4.6). No geral, todo o tipo de fendas, existentes e novas, registou um agravamento praticamente nulo face à sua abertura, por oposição à sua condição longitudinal, onde se registou que a grande maioria das fendas se propagou de forma praticamente instantânea na superfície superior até às extremidades Este e Oeste, mas sem grande evolução nas extremidades em si (Figura 4.6).

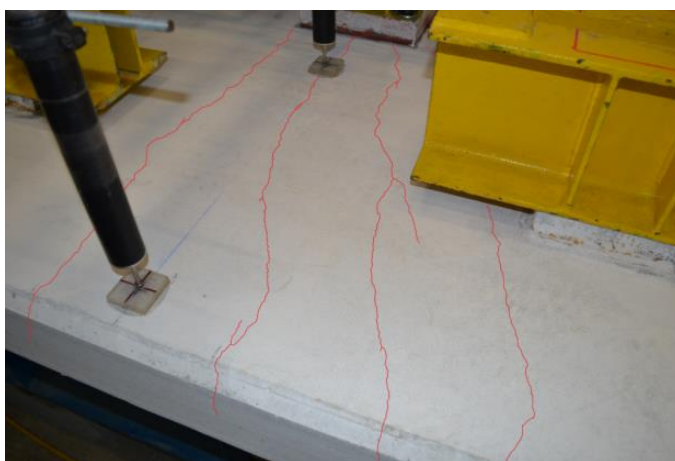


Figura 4.6: Conjunto de fendas em torno do lado Oeste e Sudoeste do pilar, para o modelo C-SSR5b1, durante os ciclos de 0,5% e 1,0% *drift*.

Os primeiros indícios de agravamento severo em todas as fendas surge no decorrer do ciclo de 1,5% de *drift* onde, inclusive, se evidencia pela primeira vez um ligeiro desnível entre superfícies para a totalidade das fendas derivadas de momento

flector negativo e de esforços de corte (fendas radiais) (Figura 4.7). Ainda durante este ciclo registam-se os primeiros sinais de esmagamento de betão, na superfície inferior da laje, a ocorrer no betão em contacto com o pilar. Comportamento semelhante àquele que se regista durante o ciclo de 2,0% de *drift* onde as únicas ocorrências relevantes são o agravamento do esmagamento do betão nas interfaces do pilar com as superfícies superior e inferior da laje (Figura 4.8).

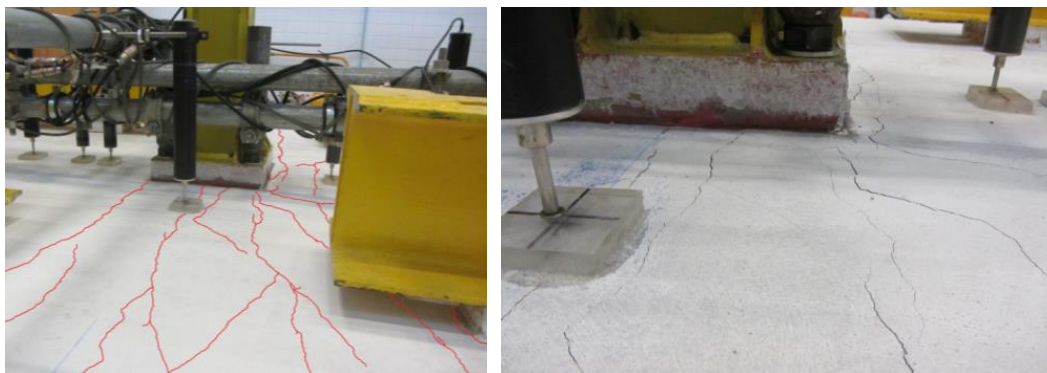


Figura 4.7: Conjunto de fendas em torno do lado Oeste e Sudoeste do pilar, para o modelo C-SSR5b1, durante o ciclo de 1,5% *drift*.

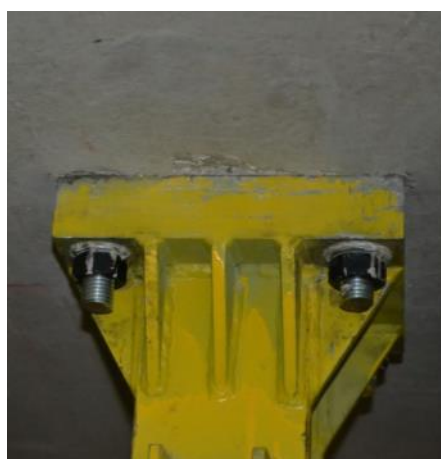


Figura 4.8: Destacamento de betão na superfície inferior da laje, para o modelo C-SSR5b1, durante o ciclo de 2,0% *drift*.

Já durante o ciclo de 2,5% de *drift*, nota-se um agravamento geral em todo o elemento de laje, sobretudo no registo de abertura de muitas novas fendas de tamanho reduzido e sem orientação clara, procurando apenas unir as fendas já existentes sendo que estas últimas não só aumentam a sua abertura como nas extremidades Este e Oeste já atingem, aproximadamente, dois terços da altura da laje. O desnível entre superfícies das fendas na superfície superior também aumenta de forma significativa (Figura 4.9). Sobre a superfície inferior, o esmagamento de betão não só dá origem à abertura das primeiras fendas como o seu agravamento leva a que o destacamento de betão se passe a registar na totalidade do perímetro do pilar (Figura 4.9).





Figura 4.9: Desnível com origem em fendas em torno do lado do pilar e destacamento de betão na superfície inferior da laje, para o modelo C-SSR5b1, durante o ciclo de 2,5% *drift*.

Para o ciclo de 3,0% de *drift* evidencia-se um agravamento, em termos de abertura, de todas as fendas ao redor e nas proximidades do pilar que, até então, se tinham mantido relativamente fechadas. Neste momento todas as fendas em torno do pilar registam aberturas significativas e, inclusive nas extremidades Este e Oeste onde até então as fendas se tinham mantido praticamente inalteradas em termos de abertura, passam a registar um aumento significativo deste parâmetro.

No segundo patamar do ciclo 3,0% dá-se a plastificação do elemento metálico na extremidade Sul de uma das escoras (Figura 3.32), interrompendo o ensaio.

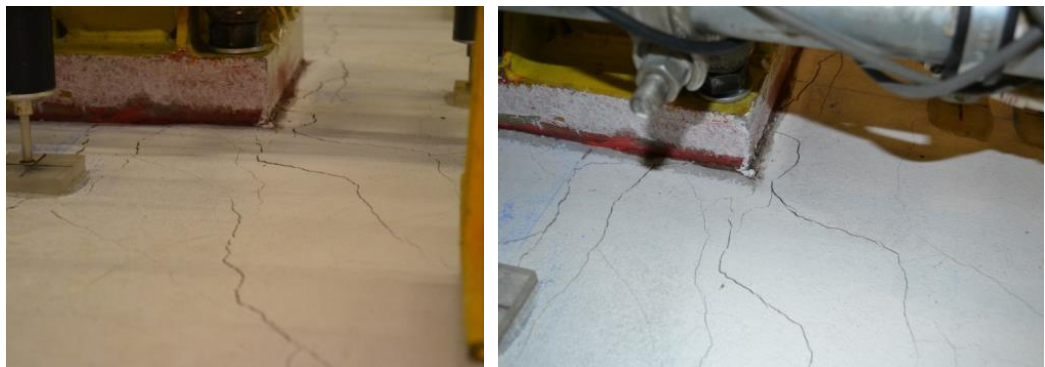


Figura 4.10: Conjunto de fendas em torno do lado Oeste e Sudoeste do pilar, para o modelo C-SSR5b1, durante o ciclo de 3,0% *drift*.

#### 4.2.2.2 Modelo C-SSR5b2

Inicialmente, sem aplicação de qualquer tipo de carga (com excepção do peso próprio), o modelo já se apresenta bastante deformado e fendilhado (Figura 4.11), devido à primeira fase do ensaio descrita no ponto anterior. Registam-se um conjunto de fendas cuja abertura é muito evidente e que no caso particular das fendas de momento flector negativo, imediatamente a seguir ao pilar, apresentam valores de, aproximadamente, 0,5/0,6mm. Aberturas com esta ordem de grandeza indiciam que a armadura longitudinal superior já se apresenta localmente plastificada. Sobre as fendas de momento flector positivo nas extremidades Este e Oeste é possível observar que já atravessaram toda a altura da laje, assim como as fendas radiais.



Figura 4.11: Deformada longitudinal e estado de fendilhação do modelo C-SSR5b pré segunda fase do ensaio (C-SSR5b2).

Durante a aplicação da carga gravítica, apenas se regista a abertura das fendas que, aparentemente, se encontravam fechadas aquando do final da primeira fase do ensaio, em particular as mais afastadas do pilar, ainda que de forma muito reduzida. No decorrer dos ciclos de 0,5% e 1,0% de *drift* evidencia-se um agravamento ligeiro em toda a superfície superior da laje, sobretudo nas fendas que procuram unir fendas já existentes e que já existiam derivadas da primeira fase do ensaio, com excepção das fendas que se localizam a, pelo menos, 60 cm do pilar e que cuja abertura permanece praticamente fechada, indiciando que a armadura longitudinal nestas áreas permanece em regime elástico. Praticamente findado o ciclo de 1,0% de *drift* quando a quantidade de fendas na superfície superior dá origem aos primeiros destacamentos de pequenos elementos de betão, ainda que de dimensões muito reduzidas e meramente superficiais.



Figura 4.12: Da esquerda para a direita, conjunto de fendas em torno do lado Oeste e Nordeste do pilar e pormenor de uma fenda, para o modelo C-SSR5b2, durante o ciclo de 1,0% *drift*.



Para os ciclos de 1,5% e 2,0% de *drift*, muito semelhantes entre si e ainda que a um ritmo muito lento, torna-se evidente o agravamento de todas as fendas e, inclusive, do destacamento de betão. Registam-se ainda as primeiras ligações entre as fendas de momento flector positivo mais próximas do pilar e das fendas radiais mais afastadas deste, através das extremidades Este e Oeste. Ainda que no início do ensaio já fosse perceptível que a interface entre o pilar e superfície inferior da laje se encontrava danificada, nesta fase é possível visualizar de forma clara a ocorrência de esmagamento do betão nos vértices Noroeste e Sudoeste.

Do ciclo de 2,5% de *drift* resulta um agravamento generalizado de todo o tipo de fendas existentes, quer em termos de abertura e comprimento de cada uma destas, quer em termos do desnível entre superfícies mediadas por uma fenda e que pela primeira vez permite uma medição clara, 1.0mm, aproximadamente. O agravamento de todas as fendas radiais na superfície superior e a abertura das primeiras fendas radiais na superfície inferior permitem avaliar que os esforços de corte em torno do pilar começam a ser significativos.



Figura 4.13: Conjunto de fendas em torno do lado Sudeste(à esq.) e Sudoeste (à drt.) do pilar, para o modelo C-SSR5b2, durante o ciclo de 2,5% *drift*.

Muito semelhantes entre si, os ciclos de 3,0% e 3,5% de *drift* destacam-se pelo considerável agravamento das fendas de momento flector negativo em redor de todo o perímetro do pilar, com impacto directo no destacamento de betão, cada vez mais evidente e a destacar elementos cada vez mais grosseiros de betão. É a partir do ciclo de 3,0% que o dano, até então de desenvolvimento lento, se começa a pronunciar de forma clara e bastante notória. Não só as referidas fendas, mas a própria zona em redor do pilar começa a apresentar sinais de degradação muitíssimo claros e, pela primeira vez, independentes da direcção de aplicação da carga horizontal, registam-se aberturas de fendas a atingir 3,5mm que, em alguns casos, se estendem até às extremidades Este e Oeste. Na face inferior da laje registam-se os primeiros destacamentos de betão derivados do agravamento das fendas existentes. A quantidade de danos mencionados impactam directamente na geometria do modelo que se passa a apresentar muito deformado (Figura 4.14).

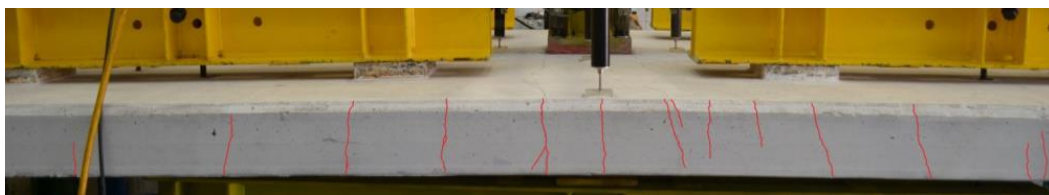


Figura 4.14: Fendas na extremidade Oeste, para o modelo C-SSR5b2, durante o ciclo 3,0%.



Figura 4.15: Estado de fendilhação para a superfície inferior do modelo C-SSR5b2, durante o ciclo de 3,5% de *drift*.

Aquando dos ciclos de 4,0% e 4,5% de *drift* regista-se um agravamento de todas as fendas em redor do pilar, quer na superfície superior (momento flector negativo e esforços de corte), quer na superfície inferior (esmagamento do betão) com implicações directas nos muitos elementos de betão que se começam a destacar. Também se começa a evidenciar um destacamento de betão, ainda que mais ligeiro, num perímetro mais afastado do pilar que o anterior, podendo estar na origem do aparecimento de um primeiro perímetro de punçãoamento.



Figura 4.16: Da esquerda para a direita: Conjunto de fendas em torno do vértice a nordeste e sudeste do pilar, para o modelo C-SSR5b2, durante os ciclos de 4,0% e 4,5% de *drift*, respectivamente

Nos ciclos seguintes, 5,0% e 5,5%, derivado de uma continuada imposição de deslocamentos horizontais elevados sobre um elemento de laje já num estado avançado de fendilhação, é notória a ocorrência de um agravamento muito significativo, de patamar de *drift* para patamar de *drift*, de todos os indicadores de punçãoamento, chegando inclusive a registar-se a abertura de uma fenda nas proximidades do pilar na ordem dos 0,8 cm para o *drift* de 5,5%. O estado de fendilhação da superfície inferior também é agravado com as fendas a aumentar a sua extensão de forma muito severa.

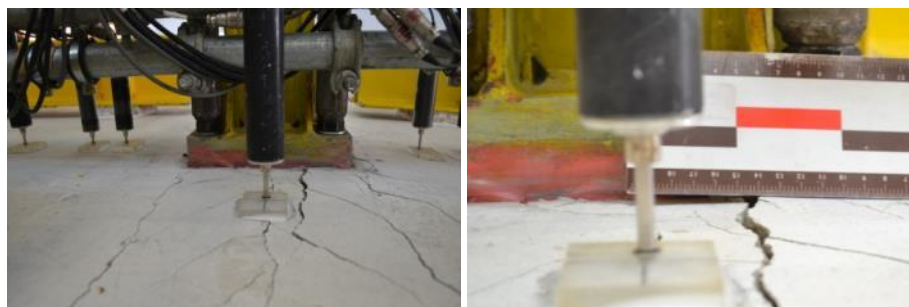


Figura 4.17: Estado de fendilhação na superfície superior do modelo C-SSR5b2, para o ciclo de 5,5% de *drift*.



Figura 4.18: Estado de fendilhação na superfície inferior do modelo C-SSR5b2, para o ciclo de 5,5% de *drift*.

Finalmente e ao longo do primeiro patamar do ciclo de 5,5% surgem, de forma muito clara, fendas que indiciam um perímetro de punçoamento sendo que no patamar imediatamente a seguir se atinge a rotura.



Figura 4.19: Superfície superior e inferior do modelo C-SSR5b2 pós rotura por punçoamento.

Ainda que a rotura por punçoamento tenha ocorrido para um *drift* de 5,5%, continuou a imposição de deslocamento horizontal até se perfazer um ciclo de 6,0%, evidenciando a própria rotura em si.

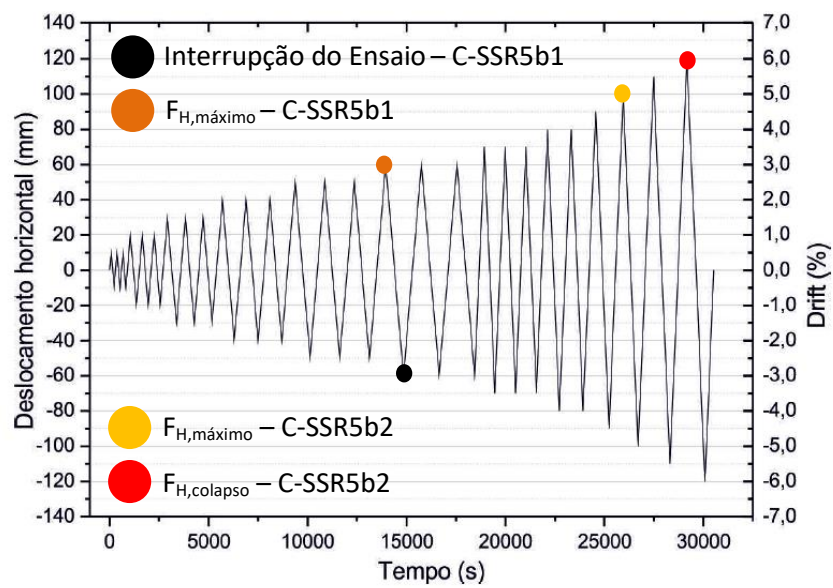


Figura 4.20: Momentos de ocorrência para a força horizontal máxima do modelo C-SSR5b1 e para a força horizontal máxima e para a rotura por punçoamento do modelo C-SSR5b2.

### 4.2.3 Modelo C-SSR5c

Sobre a aplicação da carga gravítica ao modelo C-SSR5c, imediatamente a seguir ao momento em que esta começa a ser aplicada torna-se evidente que um aumento de carga gravítica no modelo em questão tem efeitos significativos no que diz respeito à abertura de fendas, quer em termos de quantidade, quer em termos de abertura, tendo-se registado a abertura imediata, quer de fendas derivadas de momentos flectores positivos e negativos, quer de fendas radiais, com um espaçamento entre si relativamente constante. Já durante o ciclo de 0,5% de *drift*, ainda que as fendas de momento flector positivo não tenham sofrido qualquer tipo de alteração, o mesmo não é válido para as restantes fendas, tendo-se registado a abertura de novas fendas radiais e de uma fenda em particular que se prolonga desde o pilar até à extremidade Norte. Ainda foi possível observar um agravamento ligeiro de todas as fendas de momento flector negativo, sobretudo na sua propagação até às extremidades Este e Oeste, onde se estenderam até dois terços da altura da laje.

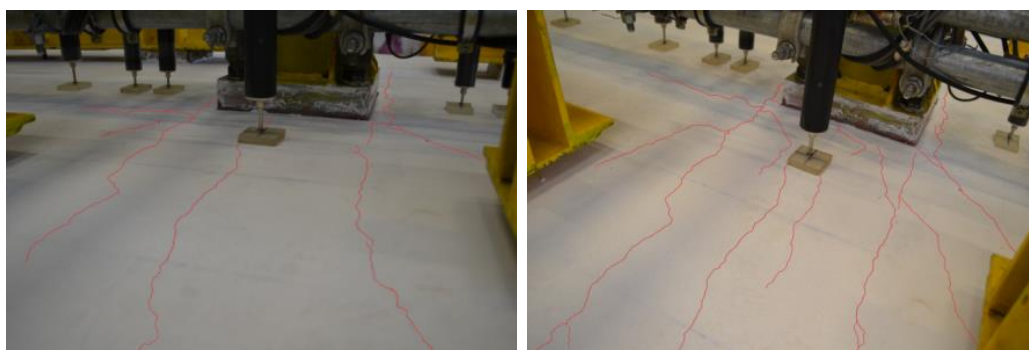


Figura 4.21: Estado de fendilhação do modelo C-SSR5c, para 0,0% e 0,5% de *drift*, respectivamente.

No decorrer dos ciclos de 1,0% e 1,5%, de uma forma gradual, registou-se a abertura de mais fendas radiais e de momento flector negativo, ainda que de abertura muito reduzida e com maior incidência no lado Sul, onde se abriu ainda uma fenda longitudinal (Norte-Sul) que visa a continuação de uma idêntica mas do lado oposto, aberta no ciclo anterior. Praticamente findado o ciclo de 1,5% de *drift* e as fendas radiais mais afastadas do pilar, tanto para o lado Norte como para o lado Sul, passam a estender-se ao longo de toda a altura da laje nas extremidades Este e Oeste, registando-se ainda um agravamento claro de todas as fendas de momento flector negativo em torno do pilar, em termos de abertura.



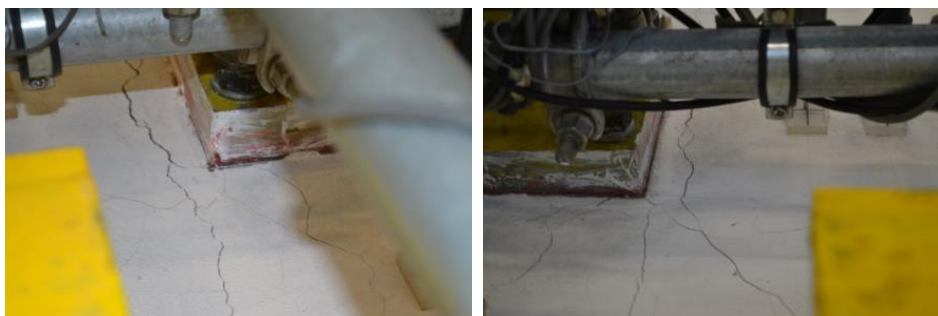


Figura 4.22: Estado de fendilhação em torno do pilar para os vértices Noroeste e Sudoeste, respectivamente, do modelo C-SSR5c, para 1,5% de *drift*.

Sobre o ciclo de 2,0% e 2,5% de *drift* apenas se regista um agravamento claro da totalidade das fendas nas proximidades do pilar, sobretudo das fendas radiais, assim como na superfície inferior, as faces do pilar a Sul e a este apresentam sinais claros de esmagamento do betão e penetração na laje (aproximadamente entre 2 a 3mm). Ainda sobre a face inferior, no decorrer do ciclo de 3,0% de *drift* regista-se a abertura de duas fendas, provocadas por esmagamento do betão, que se prolongam desde as faces do pilar na direcção Este e Oeste, de sentido e direcção oposta e perpendicular ao eixo Norte – Sul (Figura 4.23). No decorrer do ciclo estas fendas sofrem um agravamento superior a 100% no que diz respeito ao seu comprimento, até atingirem, aproximadamente, 30 cm cada uma. Este ciclo fica ainda registado por um agravamento das fendas de momento flector negativo tal que, aquando da aplicação de cargas horizontais com direcções opostas, o fecho destas fendas já é praticamente nulo e invisível a olho nu, sendo que, de patamar em patamar do respectivo ciclo o agravamento é contínuo e muito evidente, evidenciando danos severos no modelo.



Figura 4.23: Estado de fendilhação para a superfície inferior e superior (vértice Sudoeste do pilar), respectivamente, do modelo C-SSR5c, para o ciclo de 3,0% de *drift*.

No decorrer do ciclo de 3,5% de *drift* os lados Norte e Sul do pilar passam a diferenciar-se entre si no que diz respeito à quantidade e abertura de fendas. O primeiro é aquele onde se encontram uma maior quantidade de fendas ainda que de abertura ligeiramente mais reduzida (1,2 mm aproximadamente) e o segundo, ainda que com uma quantidade de fendas ligeiramente inferior, é onde se regista a fenda com maior abertura (2,0 mm aproximadamente). Na superfície inferior, o vértice da ligação laje - pilar a sudeste apresenta-se muito danificado com o pilar a penetrar na laje de forma muito evidente. Já no ciclo de 4,0% de *drift* regista-se apenas a abertura de novas fendas

de momento flector positivo, ainda que muito pequenas, e na superfície inferior registam-se os primeiros destacamentos de elementos de betão de dimensão significativa no lado Oeste do pilar, derivado de um agravamento do esmagamento do betão que já se vem a verificar desde ciclos anteriores. A anteceder a rotura, o modelo apresenta uma deformada bastante acentuada (Figura 4.24) sendo que no segundo patamar do mesmo ciclo atinge-se a rotura por punçoamento.



Figura 4.24: Deformada longitudinal do modelo C-SSR5c para um patamar de *drift* de 4,0%.

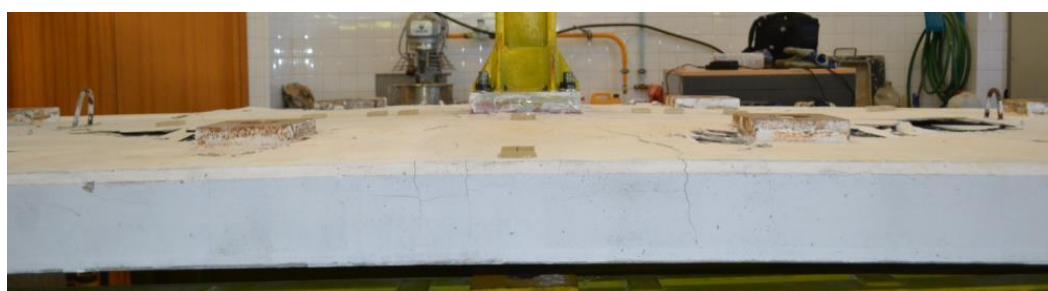


Figura 4.25: Rotura por punçoamento do modelo C-SSR5c para o ciclo de 4,0% de *drift*.

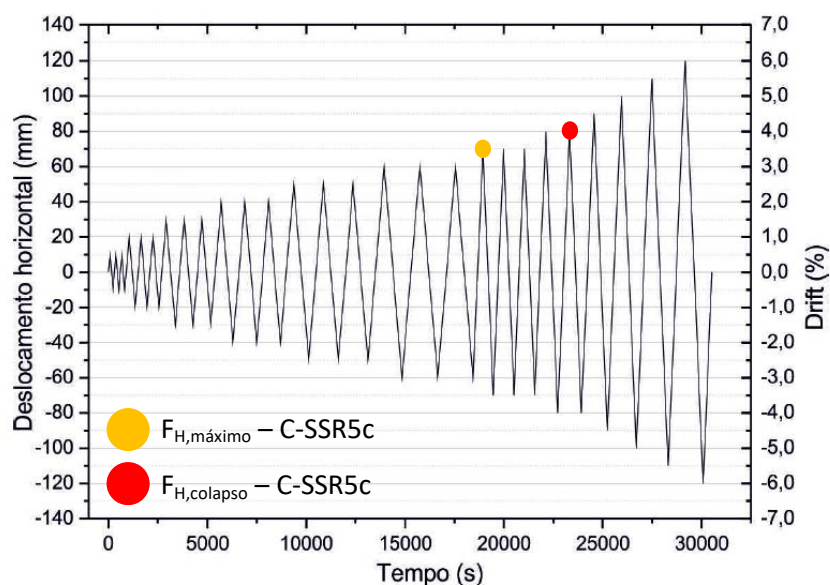


Figura 4.26: Momentos de ocorrência para a força horizontal máxima e para a rotura por punçoamento do modelo C-SSR5c.

#### 4.2.4 Punçoamento

Segue-se um registo fotográfico que incide apenas sobre a rotura por punçoamento para cada um dos modelos e que visa permitir uma comparação directa entre modos de roturas, com recurso à visão geral da superfície superior, da zona de ligação laje – pilar na superfície inferior e uma visão sobre o modo de rotura interno, visto segundo um corte realizado na direcção longitudinal, ao centro do pilar.

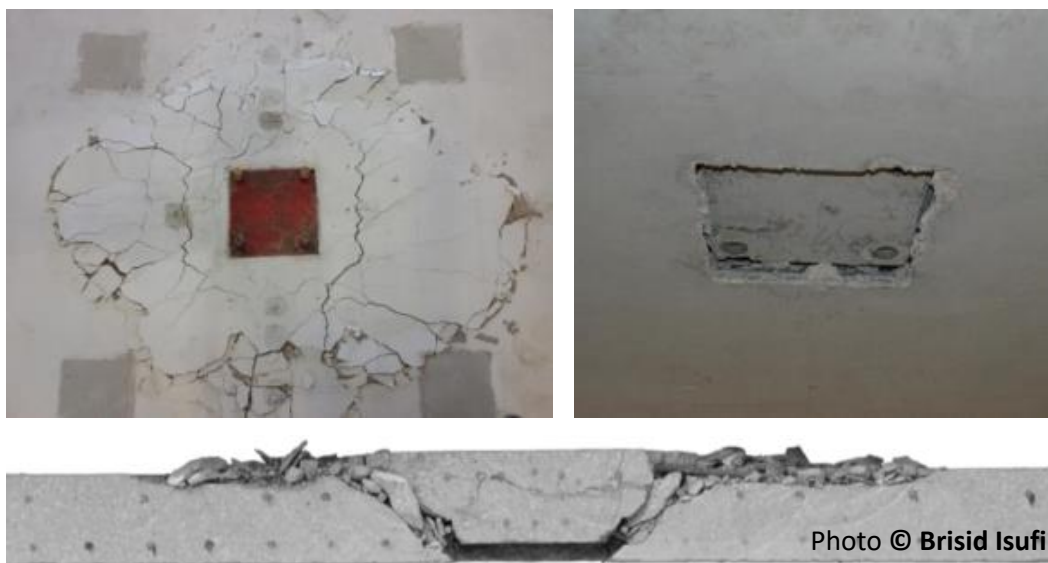


Figura 4.27: Rotura por punçoamento do modelo C-Ref.



Figura 4.28: Rotura por punçoamento do modelo C-SSR5b2.





Figura 4.29: Rotura por punção do modelo C-SSR5c.

Uma vez analisadas as fotografias, podemos facilmente compreender dois tipos distintos de rotura por punção. Primeiramente e para o modelo de referência sem qualquer tipo de armadura específica, é possível observar um desligar total da ligação entre o pilar e a laje. Para os restantes modelos regista-se uma rotura por punção a ocorrer uma zona exterior àquela onde se encontra instalada a armadura específica de punção.



Figura 4.30: Rotura por punção do modelo C-STR4 [61].

Observando ainda o modelo C-STR4 ensaiado por Ornelas [61] e cuja armadura específica de punção são estribos, repara-se que, contrariamente aos modelos com *shear studs*, neste caso, a rotura se deu por uma zona interior àquela onde está instalada a armadura específica de punção.

## 4.3 Comportamento Histerético

### 4.3.1 Carga de Rotura

Como primeiro ponto de análise, considera-se fundamental perceber o comportamento histerético e respectiva carga de rotura. Entende-se que, como ponto de partida, é fundamental compreender, ainda que de uma forma pouco aprofundada, a capacidade resistente do elemento de laje.

Para que a comparação de resultados possa ser efectuada de uma forma correcta, não só todos os procedimentos e protocolos de ensaio foram idênticos como também a determinação da carga e *drift* na rotura. Desta forma e à semelhança dos autores com os quais se pretende a comparação directa de resultados, seguiram-se os pressupostos de Ramos et al [69]. Segundo estes, define-se como *drift* de rotura aquele imediatamente anterior à ocorrência da rotura, ou seja, aquando da carga de rotura, e esta última define-se pela quebra de, aproximadamente, 20% da força horizontal máxima, ou seja, quando esta desce para 80% do seu valor (Figura 4.31).

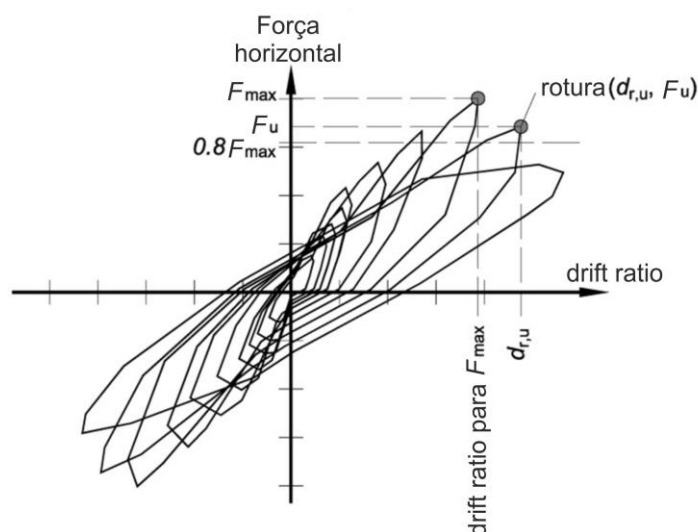


Figura 4.31: Definição de “rotura”, segundo Ramos et al[69], adaptado de [61][69].

Primeiramente, o modelo de referência (C-Ref) (Figura 4.32), onde se observa que o pico da força horizontal regista o valor de 34,96 kN a ocorrer no primeiro ciclo para um *drift* de 1,0%. Ainda no mesmo *drift* mas já no terceiro ciclo ocorre a rotura por punçoamento para uma força horizontal de 23,56 kN.

Uma vez que se trata de um modelo sem qualquer tipo de armadura específica não é de estranhar que a ocorrência quer da força máxima horizontal quer da força de rotura surge para um *drift* de 1,0%, que equivale a deslocamentos horizontais no topo

do troço superior do pilar de, aproximadamente, 20 milímetros (mm). Em termos de esforços internos na ligação a força horizontal máxima registada e a força de rotura correspondem a momentos flectores de 69,92 kN.m e 47,12 kN.m, respectivamente.

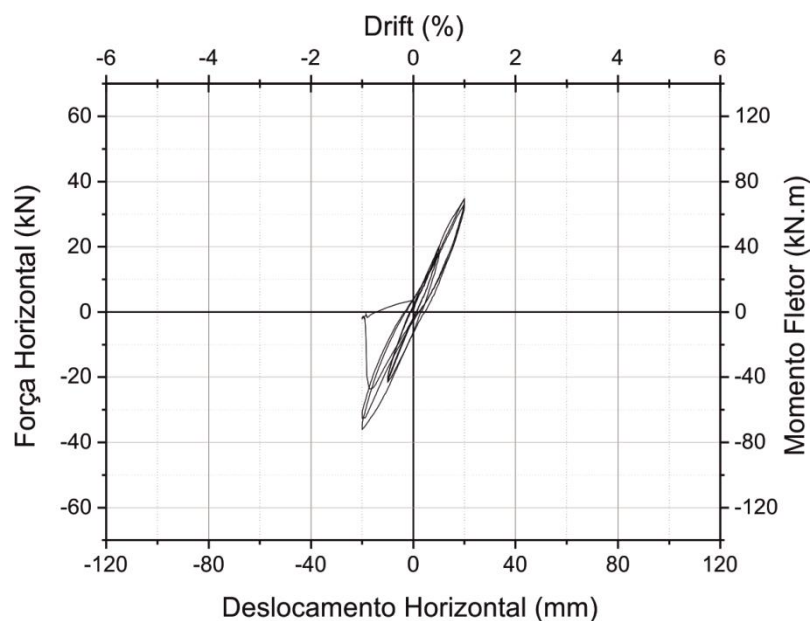


Figura 4.32: Diagrama histerético do modelo de referência, C-Ref.

Segue-se o modelo C-SSR5b que, experimentalmente, se divide em duas fases posteriormente denominadas por C-SSR5b1 e C-SSRb2 (Figura 4.33), uma vez que na prática se trataram de dois ensaios separados.

O primeiro (C-SSR5b1) registou uma força horizontal máxima de 56,96 kN para o primeiro ciclo do *drift* de 3,0%, que corresponde a um momento fletor na ligação de 113,92 kN.m enquanto que o segundo (C-SSR5b2) registou um força horizontal máxima de 58,92 kN para o primeiro patamar do único ciclo de 5,0% de *drift*, correspondendo a 117,84 kN.m de momento fletor na ligação. A rotura apenas ocorre no modelo C-SSR5b2 para uma força horizontal de 35,64 kN a ocorrer no primeiro patamar do único ciclo de um *drift* de 6,0%, equivalendo a um momento fletor na ligação de 71,28 kN.m.

Foi experimentada a sobreposição dos diagramas histeréticos correspondentes aos modelos C-SSR5b1 e C-SSR5b2, como forma de perceber até que ponto o mesmo modelo ensaiado duas vezes resultaria experimentalmente em algo semelhante se tivesse sido ensaiado uma única vez, tendo sido curioso observar a forma como os diagramas se complementam (Figura 4.34). Na segunda fase do ensaio, embora para patamares de *drifts* inferiores a 3,0% a rigidez apresentada seja inferior, tendo em conta que a laje já se encontrava bastante fendilhada resultado da primeira fase do ensaio, para patamares de *drifts* mais elevados o gráfico histerético retoma o comportamento anterior, convergindo assintoticamente para um valor semelhante da força horizontal registada na primeira fase como máxima.

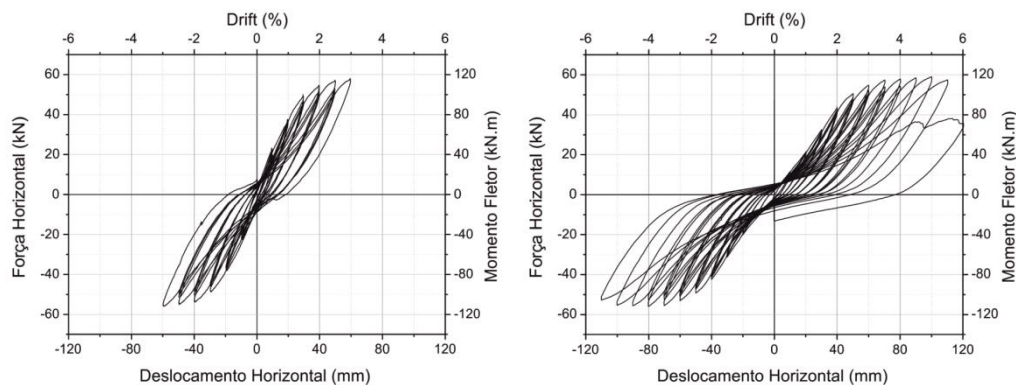


Figura 4.33: Diagramas histeréticos do modelo C-SSR5b (C-SSr5b1 e C-SSR5b2, respectivamente).

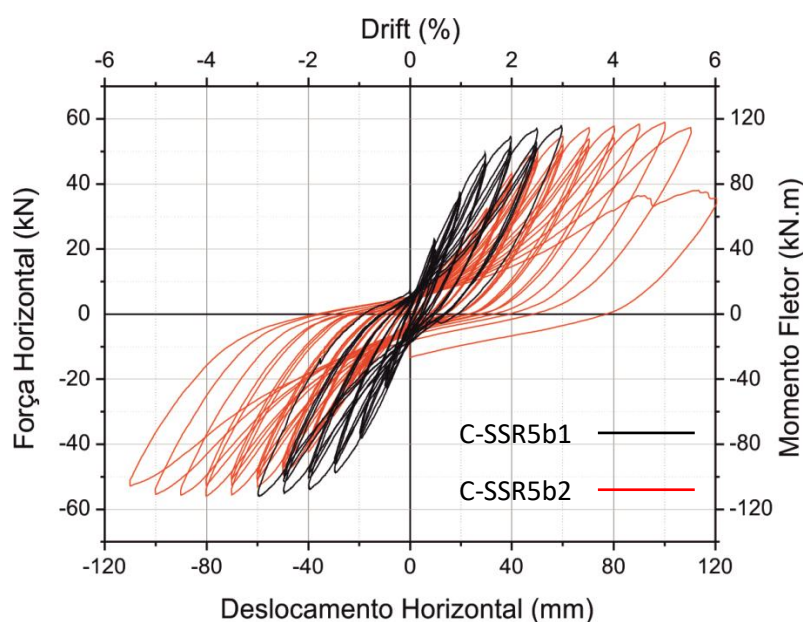


Figura 4.34: Diagrama histerético do modelo C-SSR5b como resultado da sobreposição dos diagramas histeréticos dos modelos C-SSR5b1 e C-SRR5b2.

Finalmente, o modelo C-SSR5c (Figura 4.35), onde se registou uma força horizontal máxima de 47,60 kN, à qual corresponde a um momento fletor na ligação de 95,20 kN.m, no primeiro ciclo de um *drift* de 3,0% e uma força de colapso de 29,64 kN, cujo momento fletor na ligação é de 59,28 kN.m para o segundo ciclo de um *drift* de 4,0%.

Em todos os modelos é possível observar uma queda abrupta da força horizontal que indicia a ocorrência de uma rotura unicamente por punçoamento, conforme expectável.

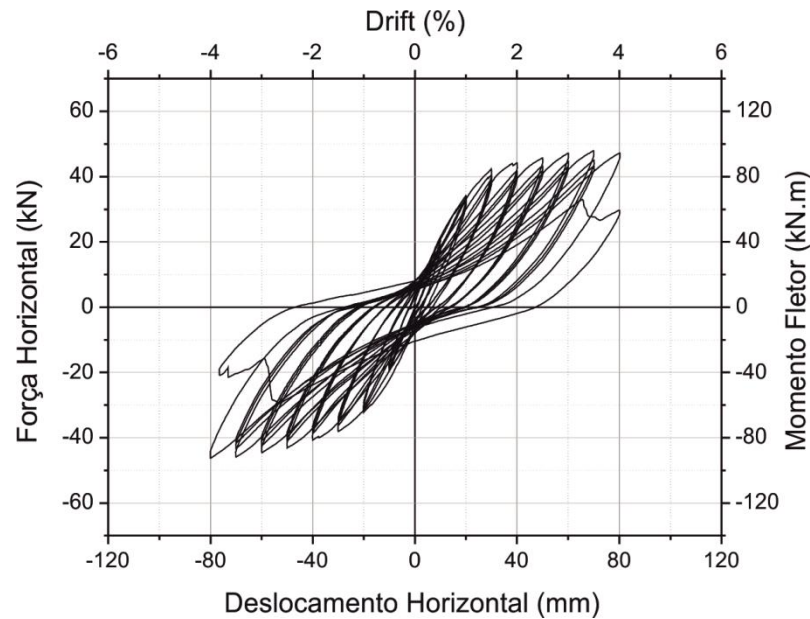


Figura 4.35: Diagrama histerético do modelo C-SSR5c.

Segue-se o diagrama histerético correspondente ao modelo C-STR4 [61] (Figura 4.36) seguido de uma tabela resumo (Tabela 4.1) com toda a informação anteriormente descrita sobre forças horizontais máximas e de colapso, respectivos *drift* e momentos fletor na ligação, acrescido dos resultados experimentais de Ornelas [61], e onde é possível observar que, para os modelos C-SSR5b1, C-SSR5b2 e C-SSR5c, a utilização de *shear studs* em detrimento de Estribos na qualidade de armadura específica de punçãoamento (C-STR4), embora não potencie quer um aumento da força máxima horizontal quer um aumento de força horizontal de rotura, atrasa a ocorrência de ambas, dotando a laje/modelo de um melhor comportamento sísmico.

Sobre a força horizontal máxima, a utilização de *shear studs* provou ser bastante eficaz no que diz respeito à capacidade resistente de um elemento deste tipo à rotura por punçãoamento. Embora as forças horizontais máximas não tenham sofrido grandes alterações, para o modelo C-SSR5b2 conseguiu-se atingir um patamar de *drift* de 6,0% na rotura face ao patamar máximo atingido por Ornelas [61], de 4,0%, para o modelo C-STR4. O modelo C-SSR5c reforça a afirmação anterior uma vez que, com uma acréscimo de carga gravítica de, aproximadamente 10%, resulta uma capacidade resistente muito idêntica à do modelo C-STR4 (modelo com a mesma quantidade de armadura mas onde se aplicou apenas 50% da capacidade resistente como carga gravítica).

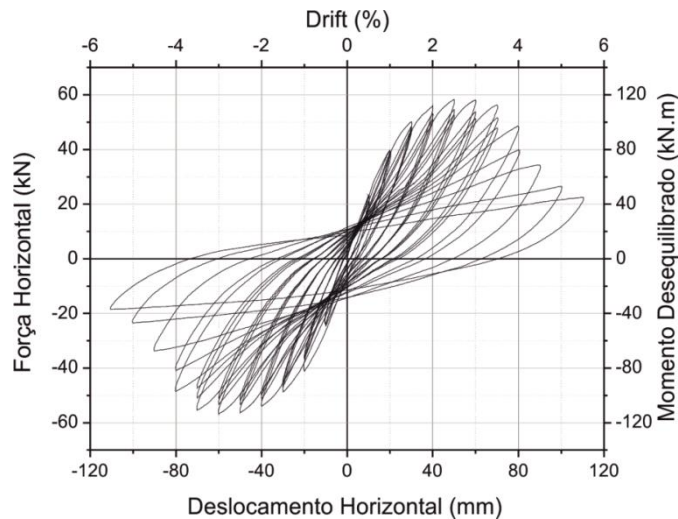


Figura 4.36: Diagrama histerético do modelo C-STR4 [61].

Tabela 4.1: Força horizontal máxima e de colapso, respectivo *drift* e momento flector no ponto de ligação laje - pilar, para cada um dos modelos sob análise.

Modelo	Armadura Específica de Punçoamento (1) (2)	$A_{sw}/Perimetro$ [mm <sup>2</sup> ]	$F_{H,max}$ [kN]	$drift_{FH,max}$ [%] - Ciclo	$\delta_{FH,max}$ [mm]	$MF_{FH,max}$ [kN.m]	$F_u$ [kN]	$drift_{Fu}$ [%] - Ciclo	$\delta_{Fu}$ [mm]	$MF_{Fu}$ [kN.m]
C-Ref	ñ	-	34,96	1,0% - 1º	19,99	69,92	23,56	1,0% - 3º	17,04	47,12
C-STR4	s - Estribos - 5	615,75	58,36	2,5% - 1º	-	116,72	48,60	4,0% - 1º	-	97,20
C-SSR5b	b1 s - Shear Studs - 5	603,19	56,96	3,0% - 1º	59,63	113,92	<i>ensaio interrompido sem que ocorresse a rotura</i>			
	b2 s - Shear Studs - 5	603,19	58,92	5,0% - 1º	100,06	117,84	35,64	6,0% - 1º	120,31	71,28
C-SSR5c	s - Shear Studs - 5	603,19	47,60	3,0% - 1º	69,98	95,20	29,64	4,0% - 2º	79,94	59,28

(1) Sim(s)/Não(ñ) - Tipo de Armadura Específica de Punçoamento - Nº de Perímetros de Armadura

(2) Os modelos C-SSR possuem o mesmo nº de perímetros diferindo entre si na quantidade de carga gravítica aplicada.

onde,

$A_w/Perimetro$ , área de armadura específica de punçoamento por perímetro de armadura;

$F_{H,max}$ , força horizontal máxima ou pico da força horizontal no topo do troço superior do pilar;

$drift_{FH,max}$ , *drift* correspondente à força horizontal máxima no topo do troço superior do pilar;

$MF_{FH,max}$ , momento flector na ligação entre a laje e o troço superior do pilar, correspondente à força horizontal máxima no topo do troço superior do pilar;

$F_u$ , força no topo do troço superior do pilar a que corresponde a rotura do modelo;

$drift_{Fu}$ , *drift* correspondente à força no topo do troço superior do pilar a que corresponde a rotura do modelo;

$MF_{Fu}$ , momento flector na ligação entre a laje e o troço superior do pilar, correspondente à força no topo do troço superior do pilar a que corresponde a rotura do modelo;

### 4.3.2 Envolvente dos Diagramas Histeréticos

Por via de uma melhor compreensão e análise sobre a capacidade resistente dos modelos analisados, assim como das mais valias associadas ao uso de *shear studs* na qualidade de armadura específica de punçoamento, seguem-se os gráficos da envolvente dos digramas histeréticos.

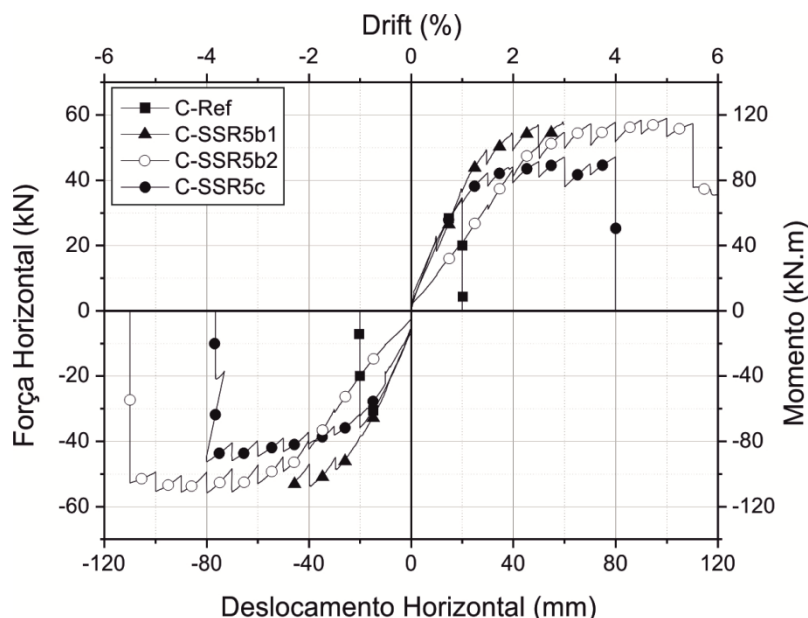


Figura 4.37: Sobreposição das envolventes dos diagramas histeréticos dos modelos C-Ref, C-SSR5b1, C-SSR5b2 e C-SSR5c.

Fazendo uma primeira análise apenas sobre os modelos com *shear studs*, evidencia-se mais uma vez que o aumento de carga gravítica tem implicações directas na capacidade de um elemento deste tipo resistir a solicitações horizontais e cíclicas, quer em termos de força horizontal máxima (47,60 kN), quer em termos de patamar de *drift* no qual ocorre a rotura (4,0%), de tal forma que o modelo C-SSR5c só apresenta um comportamento cíclico mais adequado quando comparado com o do modelo de referência.

À semelhança do que pôde ser observado com a sobreposição de diagramas histeréticos para a primeira e segunda fase do ensaio do modelo C-SSR5b, a sobreposição das respectivas envolventes (Figura 4.38) procura apresentar de uma forma mais clara a tendência que o comportamento do modelo correspondente à segunda fase do ensaio (C-SSR5b2) apresenta face a reposição do estado final da primeira fase do ensaio (C-SSR5b1), conseguindo ainda atingir um máximo de força horizontal superior àquele que foi registado para a primeira fase do ensaio (58,92kN/5,0% vs 56,96kN/3,0%).



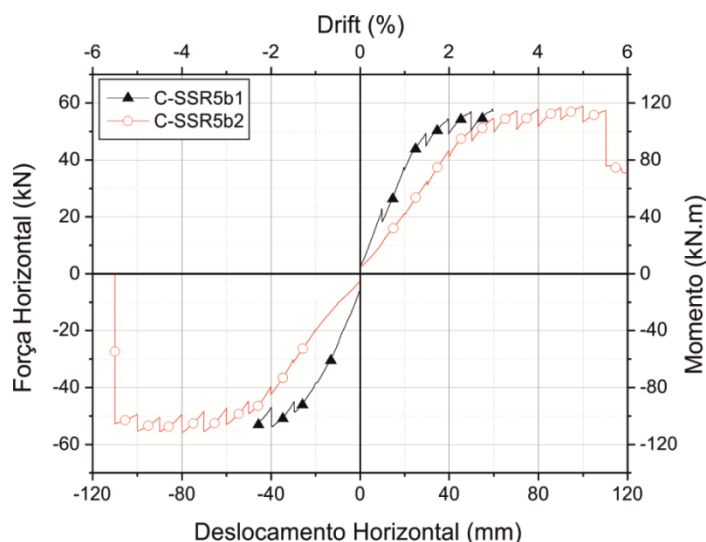


Figura 4.38: Sobreposição das envoltórias dos diagramas histeréticos dos modelos correspondentes à primeira e segunda fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b1 e C-SSR5b2, respectivamente).

Analisando todo o conjunto de modelos ensaiados no decorrer da presente dissertação (C-Ref, C-SSR5b1, C-SSR5b2 e C-SSR5c), compreende-se mais uma vez que foi o modelo C-SSR5b, quer na primeira fase do ensaio (C-SSR5b1), quer na segunda fase (C-SSR5b2) que apresentaram o melhor comportamento face a este tipo de solicitações.

Se se tiver em conta o modelo desenvolvido por Ornelas [61] (C-STR4) (Figura 4.39), uma vez comparado o modelo onde foram instalados *shear studs* e que apresentou o melhor comportamento (C-SSR5b), compreende-se que a utilização de *Shear Studs* se apresenta como a melhor solução, ainda que de uma forma marginal, uma vez que a mais-valia associada a este tipo de solução se reflecte única e exclusivamente num aumento da capacidade de um elemento de laje resistir a este tipo de solicitações durante um intervalo de tempo maior, isto é, atrasa a ocorrência de uma rotura por punçoamento (C-STR4/4,0% vs C-SSR5b2/6,0%). Em termos de força horizontal máxima não existe diferença que se considere significativa e que possa justificar qualquer tipo mais valia entre a utilização de qualquer um dos tipos de armadura utilizados (C-STR4/58,36 kN/m vs C-SSR5b2/58,92 kN/m).

Tendo em consideração uma análise particular sobre a segunda fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b2) pode ainda ser observado que, embora numa fase inicial e à qual corresponde o reensaio do modelo C-SSR5b, este apresente um comportamento menos adequado quando comparado com o modelo C-STR4, para um patamar de *drift* de até 3,0%, a partir do qual, os comportamentos destes, não só se intersectam como invertem entre si a tendência verificada até então, quer em termos de força horizontal máxima (58,92kN/5,0% vs 58,36kN/2,5%) quer em termos de rotura (6,0% vs 4,0%), passando a ser o modelo C-SSR5b2 aquele que apresenta o melhor comportamento e melhor capacidade de resistir a solicitações horizontais e cíclicas.



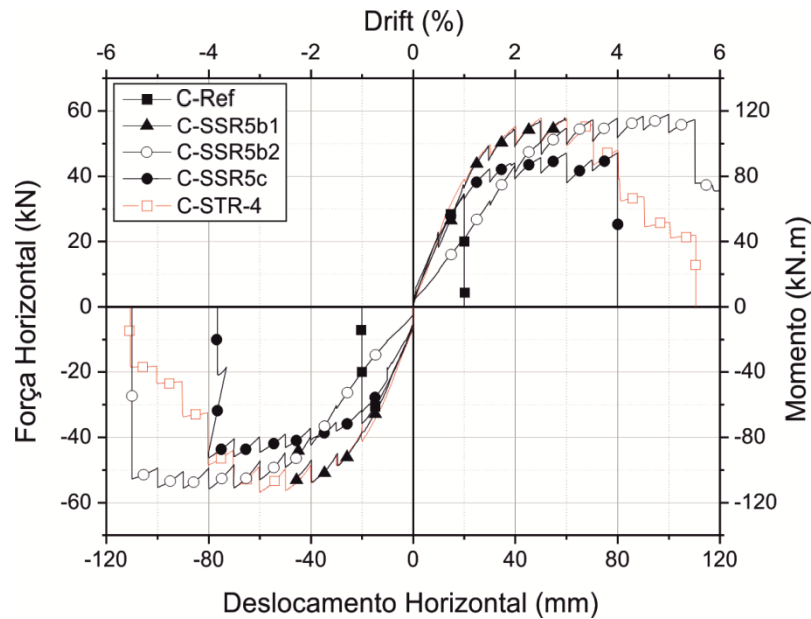


Figura 4.39: Sobreposição da envolvente dos diagramas histeréticos dos modelos C-Ref, C-SSR5b1, C-SSR5b2 e C-SSR5c, com o modelo C-STR4 ensaiado por Ornelas [61].

## 4.4 Rigidez Lateral Efectiva

Acerca da rigidez lateral efectiva para os diferentes modelos, de acordo com a Figura 4.40, torna-se claro que o uso de armadura específica de punçoamento aumenta a rigidez efectiva do elemento de laje. Até ao momento de interrupção do ensaio do modelo C-SSR5b1, é este o elemento com uma maior rigidez efectiva. De notar ainda que o facto de o modelo C-SSR5b2 possuir uma rigidez efectiva inferior a todos os modelos até um *drift* de 1,5% e inferior ao modelo C-SSR5b1 até um *drift* de 2,5/3,0% resulta do simples facto de estes serem o mesmo modelo, ensaiado em duas fases distintas, sendo que o gráfico denota com bastante clareza o momento de interrupção do ensaio do primeiro (C-SSR5b1), que corresponde ao *drift* de 3,0% onde os gráficos não só se cruzam como dá a ideia de o modelo C-SSR5b2, à semelhança de sobreposições e complementaridades observadas em gráficos anteriores, mais uma vez, complementar o comportamento do modelo C-SSR5b1, evidenciando a existência de capacidade resistente a partir do patamar de *drift* onde o ensaio foi interrompido.

Sobre o modelo C-SSR5c, ainda que se comporte da forma desejada perante uma solicitação horizontal e sísmica, apresenta uma rigidez efectiva sempre inferior ao modelo C-SSR5b, com excepção do intervalo de *drifts* em que o modelo C-SSR5b foi ensaiado duas vezes (entre 0,0% e 2,0%). Tal comportamento parece derivar unicamente do facto de ter sido aplicado, aproximadamente, mais 10% de carga gravítica que no modelo C-SSR5b, sendo que esta falta de capacidade resistente associada a um aumento de carga gravítica também já foi notada anteriormente.

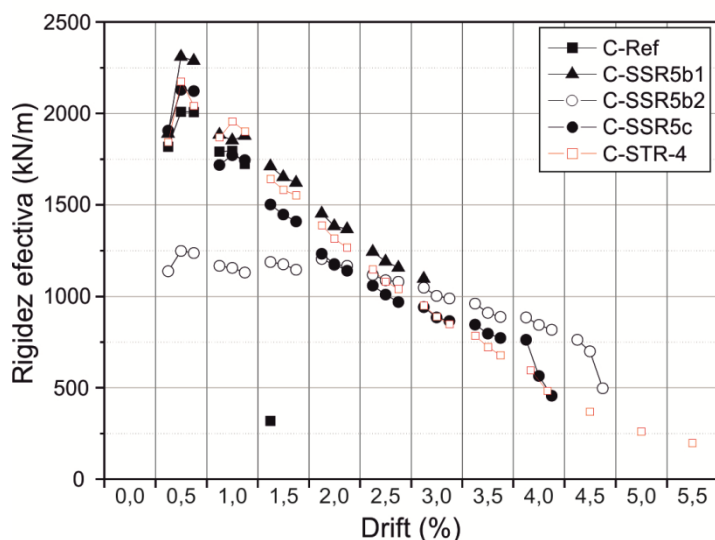


Figura 4.40: Valores de rigidez lateral efectiva para os modelos C-Ref, C-SSR5b1, C-SSR5b2, C-SSR5c e C-STR4.

Face a uma comparação directa entre os valores apresentados e aqueles a que corresponde o modelo C-STR4 ensaiado por Ornelas [61] (Figura 4.40), é possível evidenciar que o modelo C-STR4 apenas se apresenta com um comportamento semelhante aos demais, chegando inclusive a apresentar valores de rigidez lateral efectiva superiores, até um patamar de *drift* de 1,0%. A partir do patamar de *drift* de 1,0%, ainda que com um comportamento semelhante, o modelo onde foram instalados os estribos na qualidade de armadura específica de punçoamento apresenta sempre valores de rigidez lateral efectiva inferiores e com uma diferença entre modelos a aumentar com o decorrer do ensaio.

Os únicos modelos que apresentam uma rigidez lateral efectiva inferior ao modelo C-STR4 são o C-SSR5b2 e o C-SSR5c, sendo que este último, na condição de um modelo com maior *Shear ratio* que o primeiro, não serve para efeitos de comparação. Sobre o modelo C-SSR5b2, tal inferioridade decorre apenas durante o intervalo ao qual corresponde o reensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b1), existindo uma intersecção para o patamar de *drift* de 2,5% e partir do qual o segundo passa a apresentar uma rigidez lateral efectiva superior. Para o modelo C-SSR5c, quando comparado única e exclusivamente com os demais modelos onde foram instalados *Shear Studs* na qualidade de armadura específica de punçoamento, a inferioridade de valores relaciona-se com o aumento de carga gravítica que, conforme já foi mencionado várias vezes, aparentemente, se apresenta como uma menos valia face ao comportamento deste tipo de elementos quando solicitados de forma horizontal e cíclica.

No geral, os modelos C-SSR5b1 e C-SSR5c apresentam um comportamento muito semelhante em termos de curvatura embora o segundo registe sempre valores de rigidez inferiores. Sobre os modelos C-SSR5b1 e C-STR4, o primeiro apresenta uma curva de rigidez lateral efectiva menos acentuada, i.e., perde menos rigidez num intervalo de

tempo maior, de onde se pode concluir que a utilização de *Shear Studs* se apresenta, mais uma vez, como uma boa solução.

## 4.5 Ductilidade em Deslocamento

Segue-se uma tabela onde se apresentam, para cada um dos modelos, o parâmetro que procura quantificar a ductilidade destes, ductilidade em deslocamento (Displacement Ductility), sendo que este foi calculado quer para o deslocamento correspondente à Força Horizontal Máxima,  $\delta_{peak}$ , quer para o deslocamento a que corresponde a Rotura do modelo,  $\delta_u$ .

**Tabela 4.2: Ductilidade em deslocamento para cada um dos modelos sob análise.**

Modelo	$\mu_{peak}$	$\mu_u$
C-Ref	1,15	1,10
C-STR4	1,73	2,78
C-SSR5b	3,30	3,98
C-SSR5c	2,28	2,64

Os deslocamentos utilizados nos cálculos dos parâmetros anteriores para os modelos analisados no presente documento podem ser facilmente consultados se se recorrer à Tabela 4.1.

De acordo e face aos resultados obtidos por Alcobia [14] e Ornelas [61], não só se comprova mais uma vez que a utilização de armadura específica de punçoamento melhora o comportamento da laje em termos de ductilidade, como ainda é possível concluir que a utilização de *shear studs* apresenta melhores resultados face a utilização de estribos.

Sobre o modelo C-SSR5b, uma vez verificada a compatibilidade entre as duas fases do ensaio, para o cálculo deste parâmetro optou-se por utilizar a envolvente da sobreposição dos respectivos diagramas (Figura 4.34), sendo possível observar que a ductilidade do modelo C-SSR5b é bastante superior à do modelo C-STR4, quer para a força horizontal máxima,  $\mu_{peak}$ , quer para a força de rotura,  $\mu_u$ .

Sobre o modelo C-SSR5c pode-se afirmar que o facto de se aumentar a carga gravítica não teve um impacto tão negativo quanto aquele que se tem vindo a verificar nos parâmetros anteriores, sendo que, quando comparado com o modelo C-SSR5b, ainda que se tenha obtido um valor de ductilidade inferior, conforme era expectável, em

relação ao modelo C-STR4, conseguiu apresentar um acréscimo de ductilidade da laje bastante significativo, ainda que apenas para a força horizontal máxima. No caso da força horizontal à qual corresponde a rotura, este modelo apresentou o parâmetro de ductilidade mais reduzido (com excepção do modelo de referência), mesmo quando comparado com o modelo C-STR4 que, com aproximadamente a mesma quantidade de armadura, ainda que de tipo diferente, e com, aproximadamente, menos 10% de carga gravítica.

## 4.6 Deformação dos modelos

### 4.6.1 Deformada dos Modelos

De acordo com a posição dos deflectómetros verticais utilizados, é possível obter as deformadas dos modelos ao longo do decorrer dos ensaios, quer para a direcção N – S quer para a direcção E – O, sendo que apenas se apresentam aquelas às quais corresponde o primeiro ciclo de cada patamar de *drift*. Estas permitem observar e analisar a evolução da deformada desde que se inicia o ensaio até que o mesmo finde, servindo como uma mais valia para compreender o comportamento de um elemento deste tipo quando solicitado de forma horizontal e cíclica. É ainda possível observar que, no decorrer da imposição de deslocamentos segundo a direcção Norte – Sul e para valores cada vez mais elevados, o primeiro ponto de medição mais próximo do pilar apresenta-se como um ponto crítico fruto do elevado nível de fendilhação que ocorre nesta zona.

Ainda sobre as deformadas, pode ser facilmente observada uma particularidade deste sistema de ensaio sobre a capacidade de os bordos deformarem livremente e com deslocamentos verticais idênticos entre si.

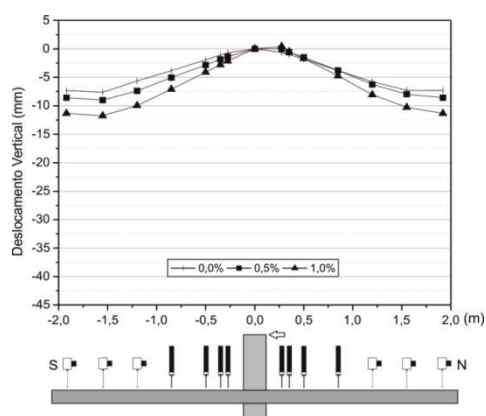


Figura 4.41: Deformada do modelo C-Ref, segundo a direcção N – S, para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift*.

Seguem-se as deformadas longitudinais da primeira e da segunda fase do ensaio do modelo C-SSR5b, C-SSR5b1 e C-SSR5b2, respectivamente (Figura 4.42) e onde é possível observar que, para o primeiro, em todos os pontos de medição resultaram deslocamentos verticais inferiores àqueles que foram medidos para o modelo de referência (Figura 4.41), reforçando a ideia de que para este tipo de solicitações a instalação de armadura específica de punçoamento se apresenta como uma boa solução.

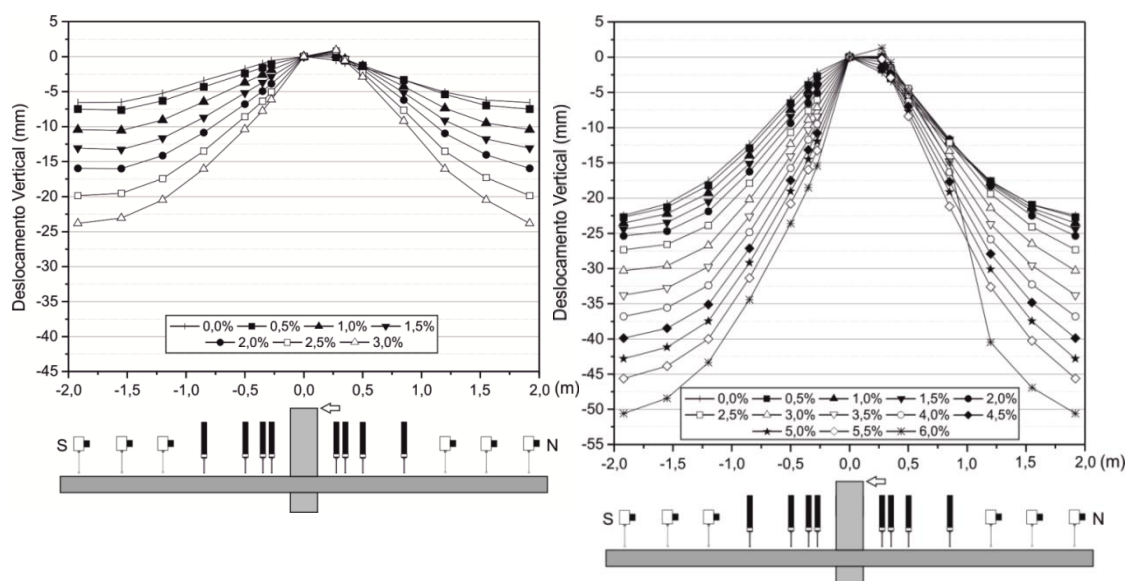


Figura 4.42: Deformadas dos modelos C-SSR5b1 e C-SSR5b2, respectivamente, segundo a direcção N – S, para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift*.

Sobre o modelo ao qual corresponde a segunda fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b2), tendo sempre em conta que a denominada segunda fase de ensaio provém de um ensaio interrompido, é possível verificar que, mesmo com uma deformação inicial bastante significativa (antes e após aplicação da carga gravítica), o modelo ainda apresenta uma capacidade de resistir a solicitações horizontais e cíclicas de tal que forma que, antes de atingir a rotura, consegue atingir uma deformada não só muito significativa como para um patamar de *drift* muito elevado (6,0%).

Segue-se, à semelhança das análises anteriores, a sobreposição das deformadas correspondentes aos modelos C-SSR5b1 e C-SSR5b2 e onde, mais uma vez, pode ser facilmente observada a compatibilidade entre as duas fases do ensaio do modelo C-SSR5b (Figura 4.43).

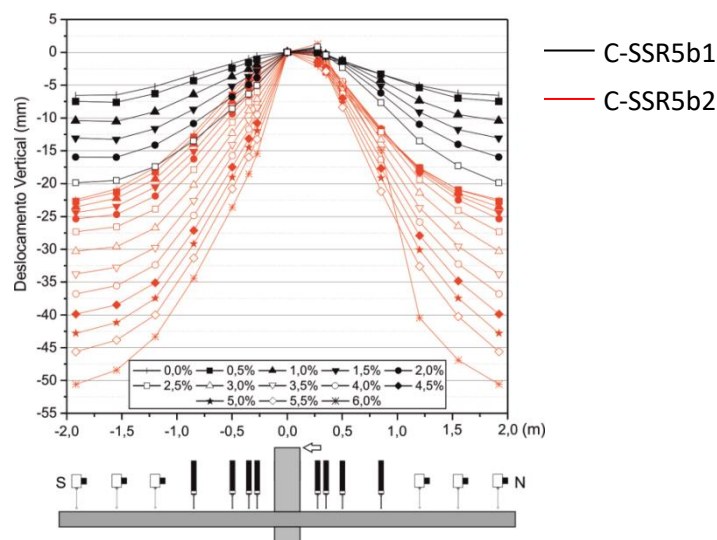


Figura 4.43: Deformadas correspondentes à primeira e segunda fase do ensaio do modelo C-SSR5b, segundo a direcção N – S, para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift*.

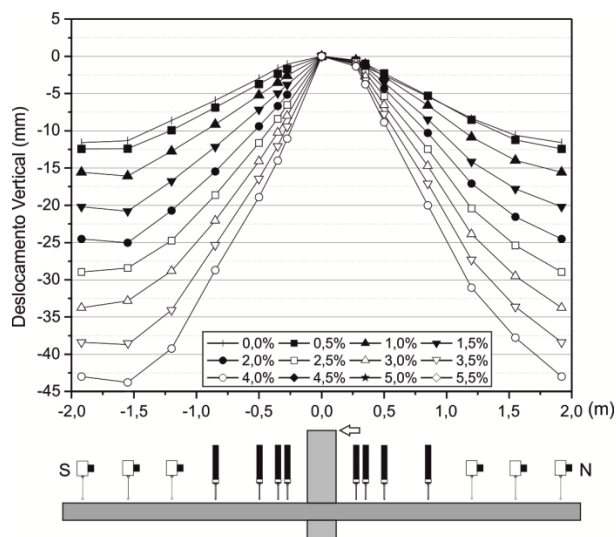


Figura 4.44: Deformada do modelo C-SSR5c, segundo a direcção N – S, para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift*.

Por último, apresenta-se o gráfico com a deformada do modelo C-SSR5c (Figura 4.44), e cuja deformada atingiu, sempre, valores superiores quer ao modelo de referência quer ao modelo C-SSR5b1, confirmando mais uma vez que o acréscimo de carga gravítica condiciona um elemento deste tipo no que diz respeito à capacidade de resistir a uma rotura por punçoamento.

Passando agora a ter em conta o modelo desenvolvido por Ornelas (C-STR4) [61], através da Figura 4.45 pode ser facilmente observado que, quando comparado com o modelo C-SSR5b1, as deformadas, ainda que com um comportamento muito idêntico, diferem entre si em, aproximadamente, um patamar de *drift*, podendo concluir-se que a utilização de *shear studs*, aparentemente, se apresenta como uma solução capaz de

dotar uma laje fungiforme de maior capacidade de se deformar. Esta afirmação pode ser facilmente compreendida se o leitor considerar, não só a ductilidade em deslocamento dos respectivos modelos, mas também a relação deste parâmetro com a capacidade de um elemento deste tipo se deformar, podendo ser observado que o modelo C-SSR5b foi aquele que apresentou o maior parâmetro de ductilidade.

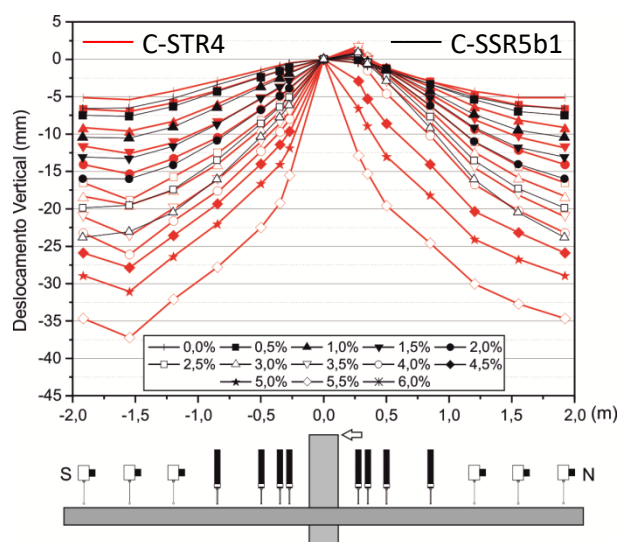


Figura 4.45: Sobreposição das deformadas do modelo C-STR4 [61] com a deformadas do modelo C-SSR5b1, segundo a direcção N – S, para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift*.

Seguem-se as deformadas na direcção E – O (perpendicular à direcção sob a qual é aplicada a carga/deslocamento) e onde se pode observar, à semelhança das deformadas anteriores, a evolução das deformações verticais durante o decorrer dos ensaios, ainda que neste caso estas ocorram de uma forma menos expressiva, face a ausência de solicitação nesta direcção, acrescido do facto de os equipamentos de leitura se encontrarem instalados segundo uma linha à qual corresponde o eixo central da linha de aplicação da carga horizontal.

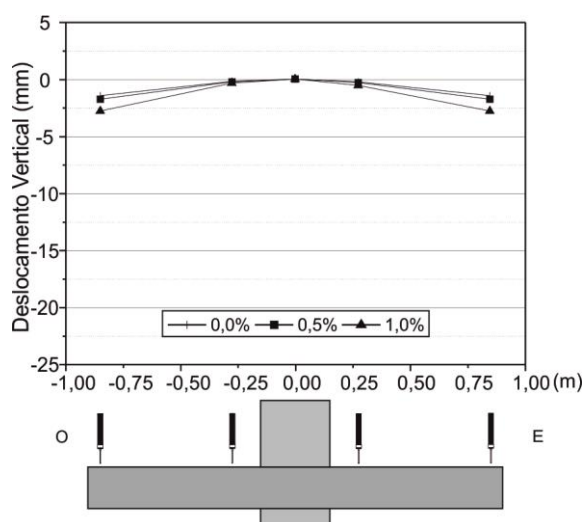


Figura 4.46: Deformada do modelo C-Ref, segundo a direcção E – O, para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift*.

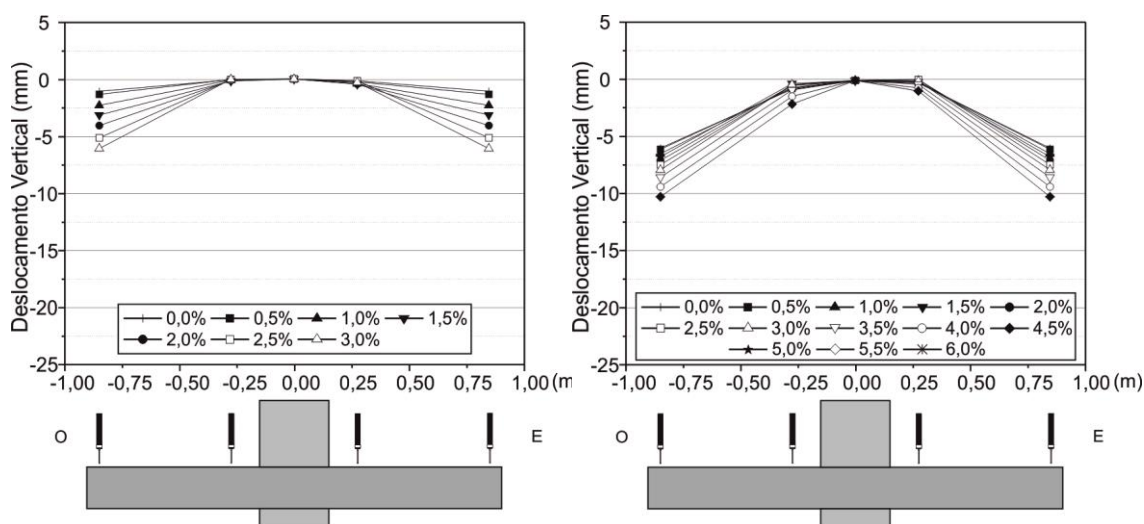


Figura 4.47: Deformada dos modelos C-SSR5b1 e C-SSR5b2, segundo a direcção E – O, para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift*.

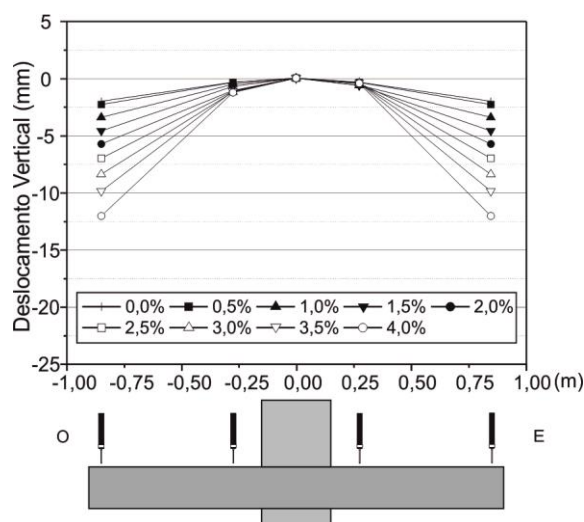


Figura 4.48: Deformada do modelo C-SSR5c, segundo a direcção E – O, para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift*.

Sobre as deformadas anteriores pode ainda ser verificado que, embora os esforços sejam aproximadamente constantes segundo a direcção E - O, no decorrer do ensaio e conforme se aumentam os deslocamentos horizontais impostos segundo a direcção N – S, a fendilhação da laje tende a aumentar. Como é expectável um aumento de fendilhação obriga a que ocorra uma diminuição da rigidez do elemento de laje que por sua vez implica um agravamento das deformadas transversais à direcção de aplicação da carga.



### 4.6.2 Índice de Deformação Residual (RDI)

Seguem-se os resultados sobre o índice de deformação residual para cada um dos modelos a fim de quantificar o dano sofrido por cada um destes, por cada um dos ciclos de cada um dos patamares de *drift*.

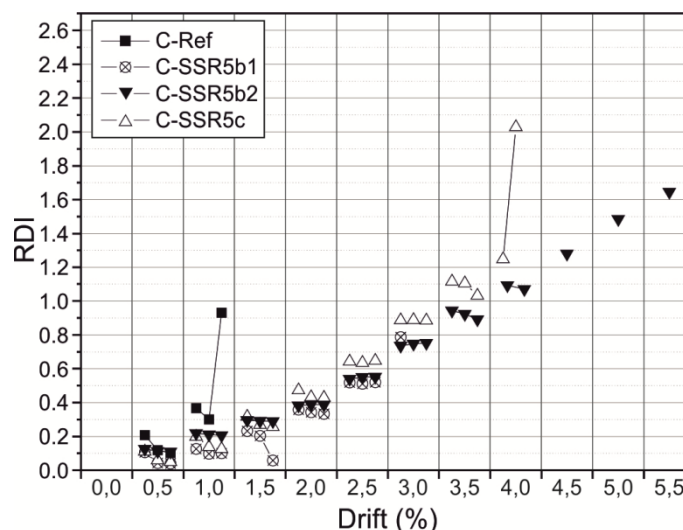


Figura 4.49: Índices de deformação residual para os modelos C- Ref, C-SSR5b1, C-SSR5b2 e C-SSR5c.

O gráfico anterior evidencia, primeiramente, o óbvio, i.e., com o decorrer do ensaio e para *drifts* cada vez maiores, o dano sofrido pelos modelos tende sempre a aumentar. Deve ser compreendido ainda que, dentro de cada patamar de *drift*, o primeiro ciclo é aquele que inflige uma maior quantidade de dano a cada um dos modelos, tal e qual como o gráfico também evidencia. Se se passar a uma análise comparativa entre modelos, a utilização de armadura específica de punçoamento tem o efeito desejado, reduzindo a quantidade de dano sofrido por cada um dos modelos face àquele que não possui qualquer tipo de armadura específica (C-Ref). Sobre os modelos que perfazem aquele que foi ensaiado duas vezes, à semelhança de análises de parâmetros anteriores, continua a confirmar-se que, a interrupção do ensaio, aparentemente, não terá sido tão gravosa quanto era esperado, permitindo ao segundo modelo/reensaio (C-SSR5b2) reaver a capacidade resistente do primeiro (C-SSR5b1) e atingir um *drift* de 5,5% na rotura. Embora a rotura por punçoamento se caracterize por um aumento brusco do valor do RDI, para o modelo C-SSR5b2, ainda que a rotura por punçoamento pareça condicionada por flexão, a descrição do ensaio (Capítulo 4) pretende não só descrever o ensaio como sublinhar o facto de ter obtido uma rotura única e exclusivamente por punçoamento.

Sobre o modelo C-SSR5c, ainda que com a mesma quantidade de armadura específica que os modelos C-SSR5b1 e C-SSR5b2, ao longo de todo o ensaio é este o que sofre maior quantidade de dano comparativamente aos dois anteriores, o que leva a

crer que o aumento de carga gravítica condiciona a capacidade resistente do modelo, ainda que este continue a apresentar valores de RDI inferiores ao modelo sem qualquer tipo de armadura específica de punçoamento. O único intervalo de *drift* onde a afirmação anterior não é válida incide sobre os patamares de *drift* 0,5%, 1,0% e 1,5% a que corresponde uma parte do reensaio do modelo C-SSR5b que, compreensivelmente, sendo este um modelo reensaiado, numa fase inicial, com uma quantidade de dano inicial significativa, qualquer imposição de deslocamento horizontal incorre numa maior quantidade de dano sofrido pelo modelo.

Segue um gráfico onde estão presentes os valores de RDI para um dos modelos ensaiados por Ornelas (C-STR4) [61] e os do presente documento, a fim de perceber o verdadeiro impacto dos *shear studs* enquanto armadura específica de punçoamento.

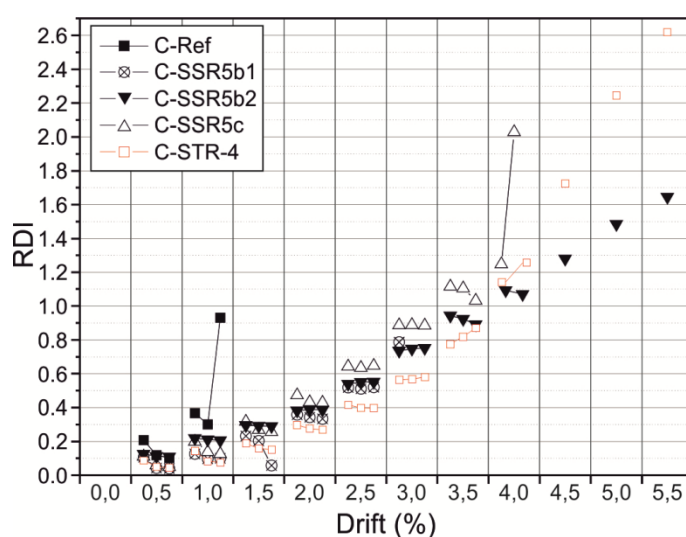


Figura 4.50: Índices de deformação residual para o modelo C-STR4 ensaiado por Ornelas [61] e os do presente documento.

Embora até um *drift* de 3,5% os modelos cuja armadura específica é constituída por estribos apresentem uma quantidade de dano sofrido inferior àqueles cuja armadura específica é constituída por *Shear Studs*, a partir de um *drift* de 4,0%, os dois modelos (C-STR-4 e C-SSR5b2) que ainda não atingiram a rotura, passam a apresentar uma cada vez maior diferença entre a quantidade de dano sofrido por cada um destes, sendo que aquele cuja armadura específica é *Shear Studs* apresenta a melhor capacidade resistente, i.e., menor quantidade de dano sofrido. É ainda importante notar que o modelo C-SSR5b2, na qualidade de único modelo com *Shear Studs* e que atinge a rotura apenas para o patamar de *drift* de 6,0%, corresponde à segunda fase do ensaio do modelo C-SSR5b e, ainda assim, a partir de um patamar de *drift* de 4,0% apresenta um comportamento bastante melhor que o modelo no qual foram instalados estribos (C-STR4), com uma quantidade de dano sofrido bastante inferior.

Sobre o modelo C-SSR5c, a partir de 2,0% de *drift*, é este que toma a dianteira no que diz respeito à quantidade de dano sofrido, levando a crer que, conforme já foi mencionado, o aumento de carga gravítica condiciona a capacidade resistente de um elemento deste tipo à rotura por punçoamento, de uma forma cada vez mais pronunciada conforme se aumenta o patamar de *drift*.

### 4.6.3 Coeficiente de Amortecimento Viscoso Equivalente

De acordo com informação anterior acerca deste parâmetro, o coeficiente de amortecimento viscoso equivalente procura quantificar a capacidade de um elemento em dissipar energia, por ciclo, quando solicitado, estando por isso relacionado com os danos sofridos por este.

Serão de seguida, nas Figuras 4.51 a 4.53, apresentados os gráficos onde é possível observar o coeficiente de amortecimento viscoso equivalente por ciclo para cada um dos modelos que, quando observados em paralelo com os diagramas histeréticos, onde as áreas de cada ciclo, sendo relativamente pequenas, evidenciam o facto de se terem coeficientes de amortecimento viscoso baixos, com excepção do momento onde ocorre a rotura.

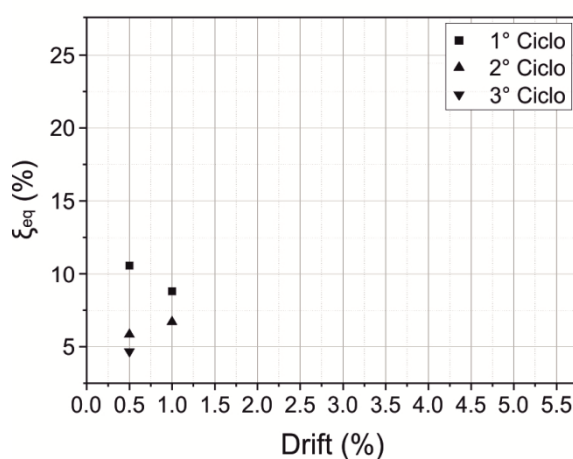


Figura 4.51: Coeficiente de amortecimento viscoso equivalente correspondente ao modelo C-Ref.

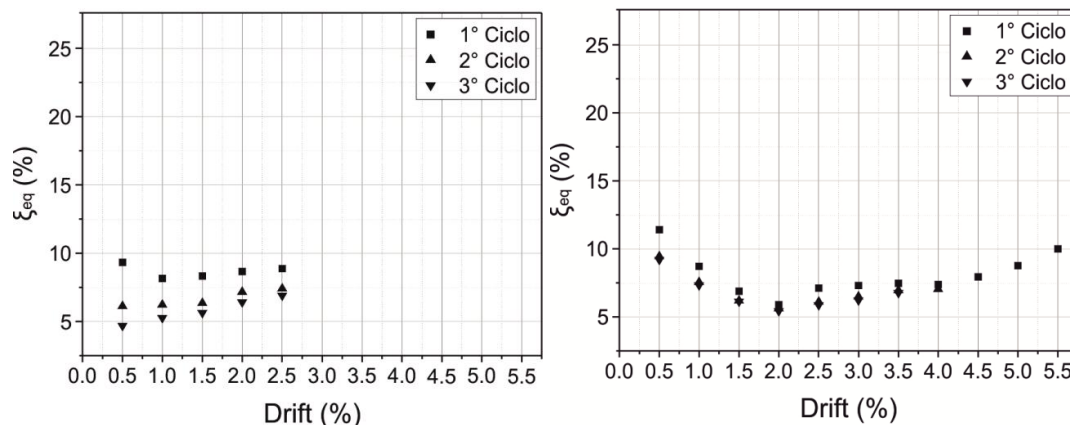


Figura 4.52: Coeficiente de amortecimento viscoso equivalente correspondente aos modelos C-SSR5b1 (à esquerda) e C-SSR5b2 (à direita).

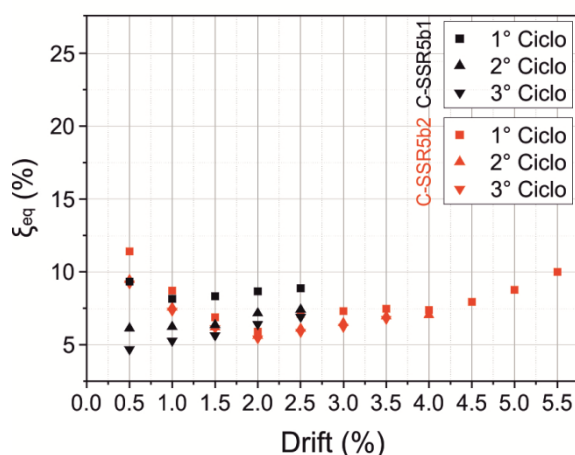


Figura 4.53: Coeficiente de amortecimento viscoso equivalente que resulta da sobreposição dos gráficos correspondentes aos modelos C-SSR5b1 e C-SSR5b2.

Observando os gráficos anteriores (Figura 4.51, Figura 4.52 e Figura 4.53), sobressai de imediato que é no primeiro ciclo para um *drift* de 0,5% onde ocorrem os valores mais altos do Coeficiente de Amortecimento Viscoso, i.e., onde ocorrem os maiores danos associados a uma maior dissipação de energia, salvo a excepção do modelo C-SSR5c (Figura 4.54) que consegue manter, aproximadamente, o mesmo nível de dissipação de energia ao longo de todos os primeiros ciclos até um *drift* de 2,0%.

De notar que, para os modelos C-SSR5b1 e C-SSR5b2, face a uma sobreposição dos gráficos (Figura 4.53), temos que ao longo do ensaio se dá uma inversão da quantidade de energia dissipada, ou seja, numa primeira fase tem-se que é o modelo C-SSR5c aquele que apresenta uma maior dissipação de energia, até 1,5% de *drift* onde se verifica uma inversão do comportamento mencionado e a partir do qual passa a existir uma maior dissipação de energia por parte de C-SSR5b1. Tal dever-se-á unicamente ao facto de o modelo ter sido ensaiado em duas fases distintas onde, nos primeiros *drifts* da segunda fase, o modelo já se encontrar com uma quantidade de danos significativa.

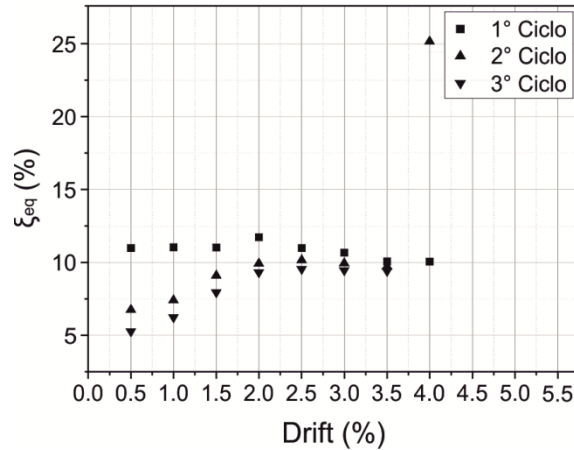


Figura 4.54: Coeficiente de amortecimento viscoso equivalente correspondente ao modelo C-SSR5c.

O último modelo, ao qual corresponde o acréscimo de carga gravítica (CSSR5c), tem um comportamento muito curioso uma vez que consegue praticamente ao longo de todo o ensaio dissipar a mesma quantidade de energia no primeiro ciclo para cada *drift*, aproximadamente entre 11 e 12 %, aumentando apenas a quantidade de energia dissipada ao longo do segundo e terceiro ciclo para cada *drift*, sendo que também estes acabam por estabilizar para valores na ordem de 10% até ao momento em que se dá a rotura por punçoamento. Ainda assim e como tal é o modelo que, ao apresentar a maior capacidade de dissipar energia, sofre mais dano, podendo-se concluir mais uma vez que o aumento de carga gravítica se apresenta como danoso face ao comportamento deste tipo de elementos quando solicitados horizontal e ciclicamente.

De notar que neste tipo de gráficos a rotura por punçoamento evidencia-se por um aumento abrupto da quantidade de energia dissipada, ou seja, do coeficiente de amortecimento viscoso que, embora não seja evidente em nenhum dos gráficos, pode-se afirmar que todas as roturas ocorreram unicamente por punçoamento. O facto de este fenómeno não ser graficamente visível deve-se ao facto de a escala não permitir a visibilidade de valores de coeficientes de rotura por punçoamento demasiado elevados (quando foi possível o seu cálculo) ou porque a rotura ocorreu a meio de um ciclo, não permitindo sequer que se conclua o cálculo do respectivo coeficiente de amortecimento viscoso.

Fruto de uma comparação gráfica entre os modelos anteriores e aquele que foi ensaiado por Ornelas [61] (C-STR4) (Figura 4.55), entende-se que a utilização de *shear studs* em detrimento de estribos na qualidade de armadura específica de punçoamento se apresenta como uma boa solução. À semelhança do modelo C-STR4, o único modelo que apresenta um coeficiente de amortecimento viscoso superior a 10% para o primeiro ciclo do patamar de *drift* de 0,5% é o modelo de referência, onde não é usado qualquer tipo de armadura específica de punçoamento. Sobre o modelo C-STR4, ainda que aparente apresentar um comportamento muito semelhante ao do modelo C-SSR5b2, este último e tendo em conta o seu estado de fendilhação inicial, apresenta durante

praticamente todo o ensaio valores inferiores a 10% que, ao contrário do modelo C-STR4, a partir de um patamar de *drift* de 3,5%, a quantidade de dano sofrido é tal que já só é capaz de apresentar valores superiores a 10%. Já quando comparados os modelos C-SSR5b1 e C-STR4, a utilização de *shear studs* apresenta-se como uma solução uma vez que é o modelo com este tipo de armadura que apresenta a menor dissipação de energia e, como tal, menor dano sofrido.

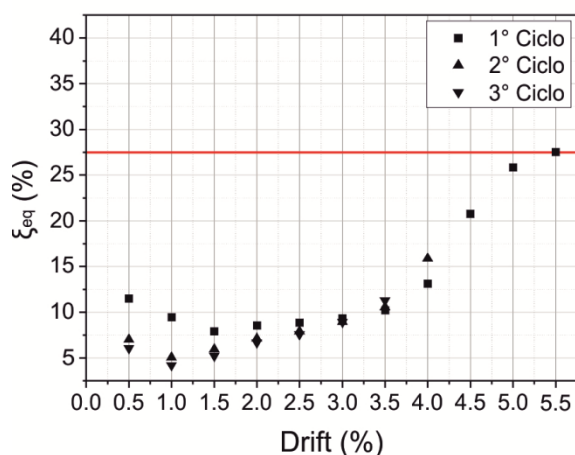


Figura 4.55: Coeficiente de amortecimento visco equivalente correspondente ao modelo C-STR4 [61].

## 4.7 Momento Positivo e Força Aplicada nas Escoras

Seguem-se os gráficos nos quais se pretende analisar o comportamento do momento positivo nos topos Norte e Sul, para cada um dos modelos, ao longo dos respectivos ensaios. O cálculo deste indicador resulta da força a actuar no sistema de escoras, constante aquando da aplicação da carga gravítica e ajustado no decorrer dos ensaios, cuja obrigação, conforme já foi mencionado anteriormente, é a de equilibrar a inclinação das extremidades Norte e Sul.

De acordo com o correcto funcionamento do sistema de ensaio, derivado do peso próprio deste e do elemento, é necessário aplicar uma força inicial nas escoras para cumprir com uma condição de fronteira, o equilíbrio entre inclinações das extremidades Norte e Sul. Desta forma aplicaram-se 10,171 kN.m, 10,655 kN.m, 12,614 kN.m e 18,206 kN.m nas escoras para ensaiar os modelos C-Ref, C-SSR5b1, C-SSR5b2 e C-SSR5c, respectivamente. Do gráfico anterior resulta que o modelo com maior carga gravítica, C-SSR5c, naturalmente, é aquele que apresenta maior momento flector nas extremidades.

Tendo ainda em conta o modelo C-STR4 ensaiado por Ornelas [61], pode ser observado que o modelo C-SSR5c continua a ser aquele que mais se destaca, uma vez que corresponde ao modelo que apresenta os maiores valores de momento positivo. É ainda possível observar que o comportamento dos modelos C-STR4 e C-SSR5b2 segue a mesma tendência até ao momento em que se regista a rotura do primeiro modelo.

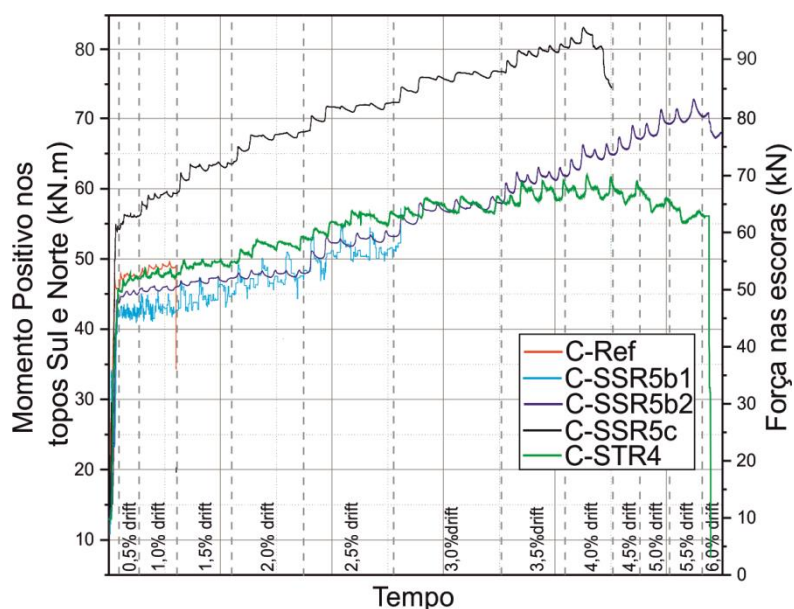


Figura 4.56: Momento positivo nos topos Norte e Sul e Força nas escoras, para os modelos C-Ref, C-SSR5b1, C-SSR5b2, C-SSR5c e C-STR4.

## 4.8 Pontos de Inflexão

De acordo com o *modus operandi* do sistema de ensaio utilizado, facilmente se compreende a existência de um ponto de inflexão para cada um dos lados Norte e Sul do elemento de laje e, a variação geográfica deste ao longo de meio elemento e em função do tempo (decorrer do ensaio). Se o leitor observar com atenção as deformadas longitudinais já apresentadas anteriormente facilmente compreende a existência destes pontos, no lado N (de acordo com a direcção sob a qual é imposto o deslocamento para as deformadas em questão) e cuja existência permite perceber como o sistema de compatibilização de rotações (também já mencionado) contribui para este tipo de ensaios.

Assim sendo e de acordo com as Figura 4.57, Figura 4.58, Figura 4.59 e Figura 4.60 pode ser analisada a variação de posição dos pontos de inflexão e que se apresentam em percentagem de vão da laje, em função do tempo (ensaio).

Inicialmente e no decorrer da aplicação da carga gravítica (vertical) é possível observar que os pontos de inflexão se situam próximos de 22% e 24%, de 20% e 22%, de



16% e 16% e de 22% e 24%, para os lados Norte e Sul, dos modelos de referência (C-Ref), C-SSR5b1, C-SSR5b2 e C-SSR5c, respectivamente, sendo que todos os valores se apresentam bastante próximos e em alguns casos praticamente idênticos à *posição teórica do ponto de inflexão de 22% do vão* [48].

Analisando os gráficos que se seguem pode ser observado um comportamento comum a todos os modelos e aos quais correspondem os movimentos dos pontos de inflexão do lado Sul na direcção do pilar e do lado Norte na direcção da extremidade Norte face a imposição de um deslocamento horizontal com a direcção Norte – Sul. Com a aplicação de um deslocamento horizontal segundo a direcção inversa o comportamento dos pontos de inflexão é idêntico e de sentido contrário. Constatase ainda que para valores de *drift* superiores os pontos de inflexão tendem a aproximar-se do pilar, chegando inclusive a atingir o pilar para os modelos C-SSR5b1, C-SSR5b2 e C-SSR5c, para *drifts* de 2,0%, 3,0% e 2,5%, respectivamente. Este fenómeno decorre do valor de momento flector introduzido pela acção horizontal superar o valor provocado pela carga vertical [48].

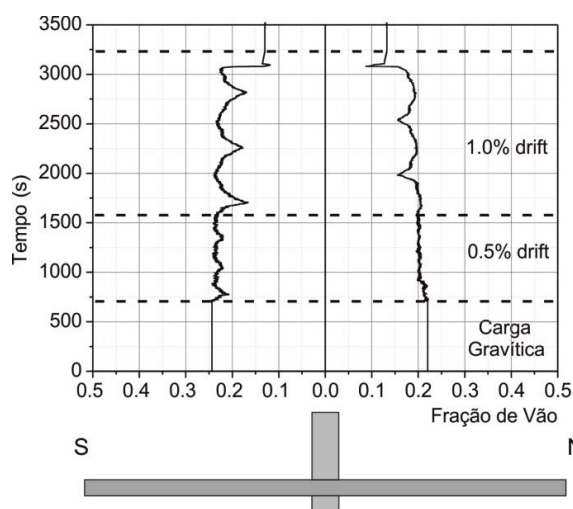


Figura 4.57: Posição do ponto de inflexão ao longo do decorrer do ensaio para o modelo C-Ref.

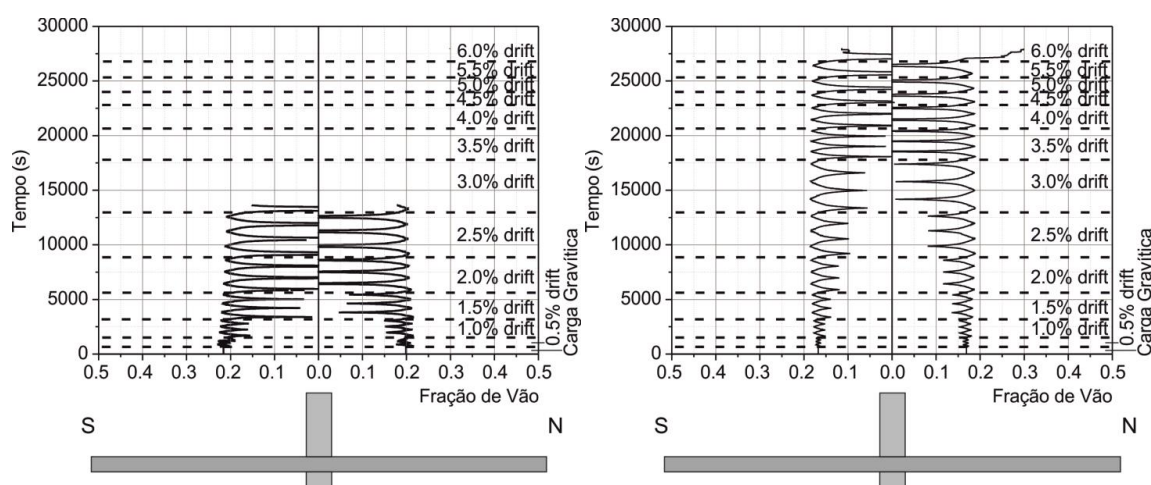


Figura 4.58: Da esquerda para a direita, posição do ponto de inflexão ao longo do decorrer do ensaio para os modelos C-SSR5b1 e C-SSR5b2, respectivamente.



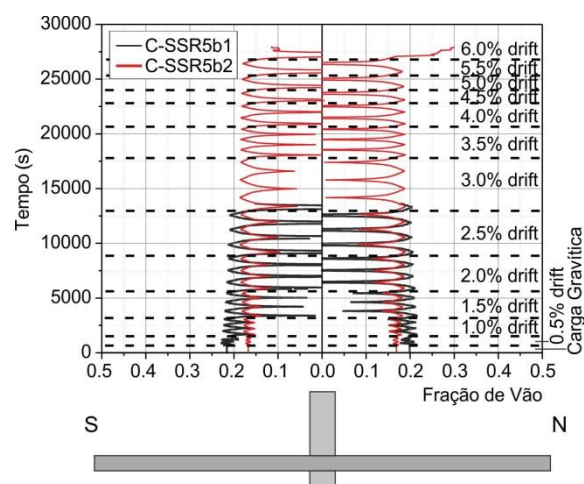


Figura 4.59: Posição do ponto de inflexão ao longo do decorrer do ensaio para o modelo C-SSR55b (C-SSR55b1 & C-SSR55b2).

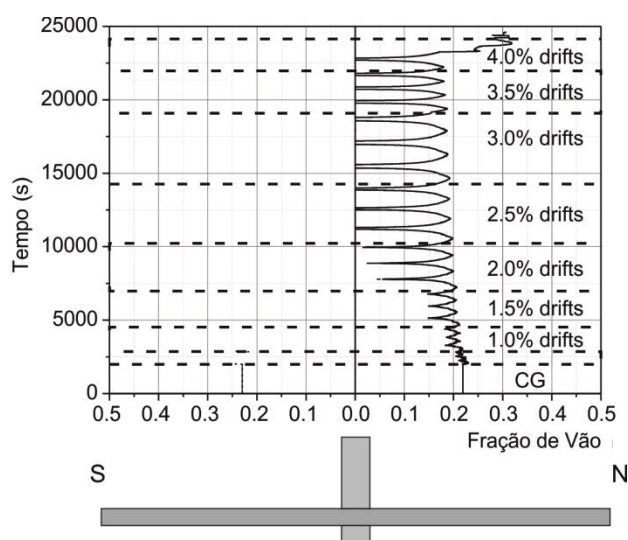


Figura 4.60: Posição do ponto de inflexão ao longo do decorrer do ensaio para o modelo C-SSR5c.

Ainda no decorrer de uma análise aos gráficos anteriores, conforme se aumenta o deslocamento horizontal imposto (*drift*), é facilmente observável um aumento de variação na posição dos pontos de inflexão fruto do aumento da diferença entre o momento flector resultante da aplicação da força horizontal (a aumentar de *drift* para *drift*) face ao momento flector derivado da aplicação da carga vertical (aproximadamente constante). Este comportamento implica, conforme já foi mencionado, que, a determinada altura, metade do elemento de laje a ser ensaiado se encontre única e exclusivamente sob o efeito de um momento flector positivo, originando a incapacidade de se visualizar graficamente a posição do ponto de inflexão (atravessou o pilar).

Sobre o modelo C-SSR5c, optou-se por excluir a informação relativa ao ponto de inflexão da metade Sul do elemento que, por motivos técnicos, os resultados não foram considerados válidos e/ou fidedignos para o estudo em causa.

## 4.9 Extensões na Armaduras

Segue-se a apresentação dos resultados obtidos através dos extensómetros instalados em locais estratégicos quer da armadura longitudinal (superior e inferior), quer da armadura específica de punçoamento. Note-se que no decorrer deste tipo de ensaios é comum que, dada a fragilidade da instrumentação utilizada, os extensómetros se danifiquem, deixando de apresentar resultados que se considerem válidos. Sempre que se verificar o comportamento anterior a apresentação dos resultados do extensómetro identificado como danificado é imediatamente interrompida independentemente do estado do ensaio.

### 4.9.1 Extensões na Armadura Longitudinal

Neste capítulo será apresentada toda a informação relativa às extensões registadas no decorrer dos ensaios através dos extensómetros instalados quer na armadura longitudinal superior, quer na armadura longitudinal inferior.

#### 4.9.1.1 C-SSR5b

Sobre este modelo opta-se por apresentar primeiro os resultados correspondentes à primeira fase do ensaio (C-SSR5b1) sendo que, para a segunda fase (C-SSR5b2), não será apresentada a totalidade de resultados quando comparado com a primeira. Face a particularidade deste modelo ter sido ensaiado em duas fases (duas vezes), numa segunda fase do ensaio grande parte dos extensómetros já se encontram danificados, não sendo possível apresentar os resultados correspondentes a estes. Mesmo aqueles que apresentam resultados, aparentemente, válidos, uma vez que não é possível conhecer em pormenor o seu verdadeiro estado, toda a análise efectuada deve ter sempre em conta os pressupostos anteriores.

A figura que se segue (Figura 4.61) diz respeito à evolução das extensões em função do tempo de ensaio, devidamente apresentadas por patamar de *drift*, para a **armadura longitudinal superior** e cuja análise permite observar que, embora no decorrer da aplicação da carga gravítica as extensões nas armaduras longitudinais superiores se comportem de forma aproximadamente idêntica tanto a Norte como a Sul do pilar, conforme era espectável, para os ciclos de *drift* as extensões comportam-se de

forma completamente oposta, i.e., quando um dos lados regista uma extensão máxima o outro, por oposição, regista uma extensão mínima. Este fenómeno decorre do simples facto de, aquando da imposição de um deslocamento horizontal sobre uma determinada direcção (N-S, e.g.), a força por detrás desta imposição aumenta de forma significativa o momento flector negativo no lado de origem da dita direcção (N, e.g.).

Assim, primeiramente pode ser observado que só dois de entre os oito extensómetros instalados registam valores até ao final do ensaio, pelo que não será apresentado este tipo de informação para a segunda fase do ensaio, conforme já foi mencionado. Sobre o comportamento dos varões, a proximidade ao pilar apresenta-se como um factor condicionado uma vez que, conforme era expectável, a proximidade ao pilar implica maiores momentos flectores negativos que resultam em maiores extensões. No seguimento deste comportamento faz sentido que a ordem dos varões segundo a qual estes atingem a extensão de cedência siga o mesmo pressuposto, i.e., quanto mais próximo mais cedo atinge a extensão de cedência.

Assim sendo temos que os primeiros extensómetros a atingir a cedência são E1N e E1S para patamares de *drift* de 0,0% e 0,5%, respectivamente. Seguem-se os extensómetros E2S para um patamar de *drift* de 1,0%, E2N, E3N e E3S para um patamar de *drift* de 1,5% e, por último, E4N e E4S para um patamar de *drift* de 2,0%. O facto de os extensómetros mais próximos do pilar cederem de forma tão prematura indicia que a aplicação da carga gravítica foi suficiente para provocar momentos flectores demasiado elevados para o tipo de armadura instalado. O registo de extensões de cedência por parte dos restantes extensómetros durante o decorrer do ensaio, resulta dos incrementos de momento flector negativo introduzidos aquando da imposição dos deslocamentos horizontais e, eventualmente, da sobrecarga derivada da cedência dos seus pares anteriores.

O fenómeno por detrás do diferencial entre momentos flectores já mencionado e decorrente da aplicação e direcção de uma força horizontal também pode ser facilmente compreendido através da análise dos gráficos da Figura 4.62 e da Figura 4.63, relativas às extensões para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift*, onde o aumento de momento flector negativo nas proximidades do pilar pode e deve ser interpretado e associado a um aumento das extensões que, seguindo o exemplo anterior, corresponde a um aumento de extensões no lado Norte aquando da aplicação de uma força com o sentido Norte – Sul, e vice - versa.

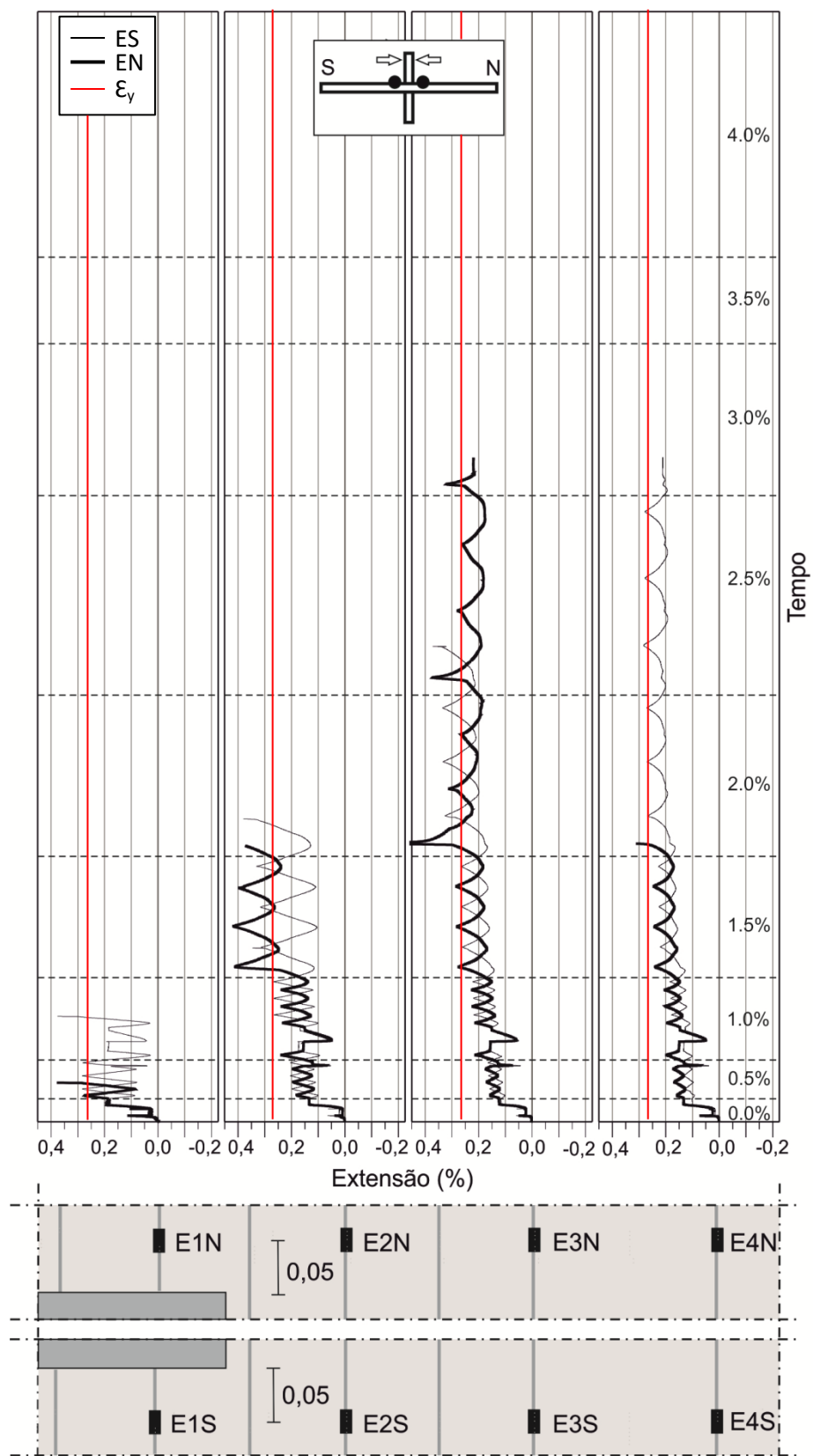


Figura 4.61: Extensões na armadura longitudinal superior correspondentes à primeira fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b1).

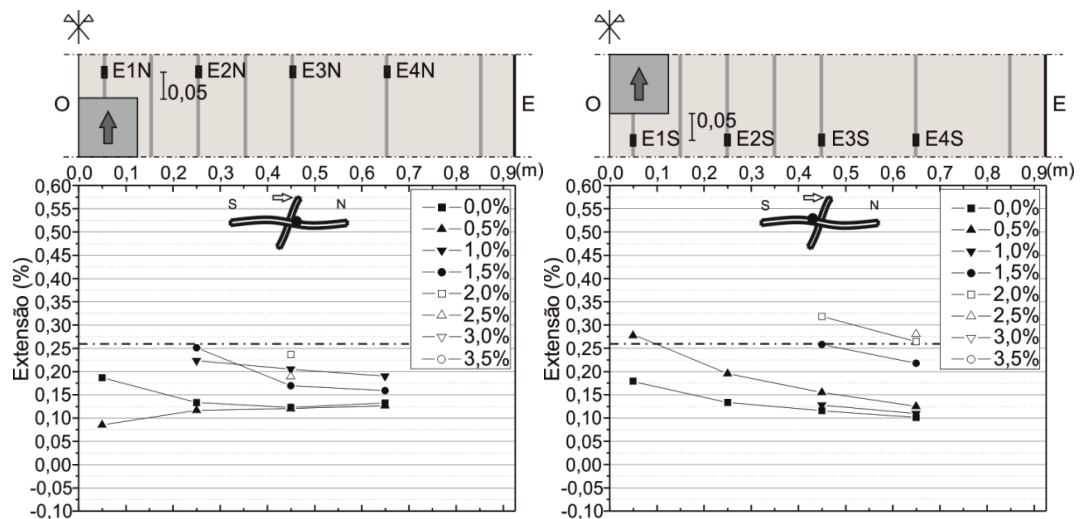


Figura 4.63: Extensões na armadura longitudinal superior para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift*, segundo a direcção N - S, correspondentes à primeira fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b1).

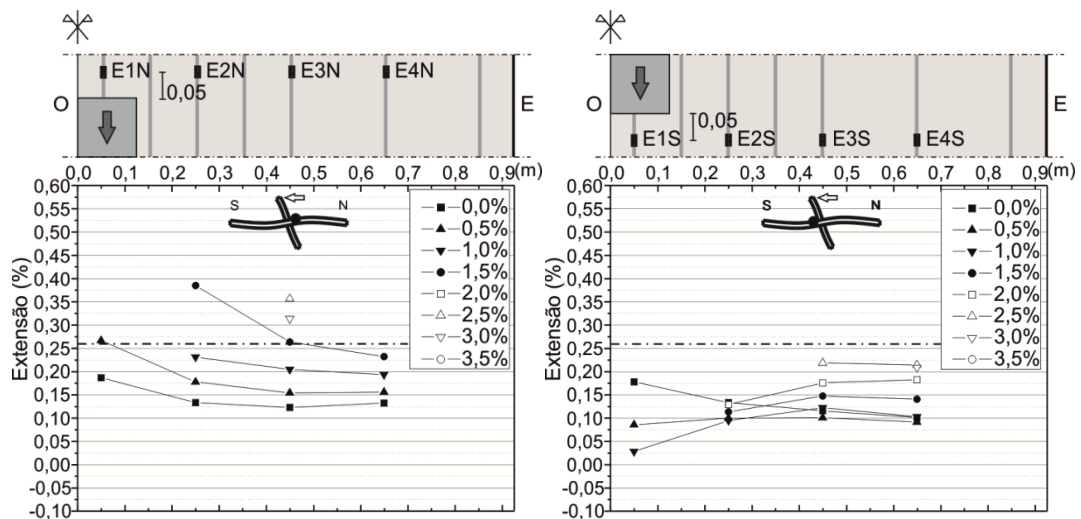


Figura 4.62: Extensões na armadura longitudinal superior para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift*, segundo a direcção S - N, correspondentes à primeira fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b1).

De forma análoga, segue-se a apresentação e análise dos resultados obtidos com recurso aos extensómetros instalados na **armadura longitudinal inferior** e onde pode ser observado que, para a primeira fase do ensaio do modelo C-SSR5b1 (Figura 4.64), apenas o varão mais próximo do pilar (E5S) atinge a extensão de cedência num patamar de *drift* de 3,0%. Neste caso, uma vez que se trata de armadura longitudinal inferior, é curioso observar que o primeiro extensómetro a registar valores de cedência é o mais próximo do pilar, podendo este comportamento estar associado ao facto de aquando da imposição de um deslocamento, uma das extremidades do pilar, anteriormente sujeita apenas a momentos flectores negativos, passar a sofrer incrementos de momento flector positivo, de tal forma que a determinada altura a

mesma extremidade se encontre única e exclusivamente sujeita a esforços de momento flector positivo (patamares de *drift* elevados).

Numa primeira análise podem ser facilmente identificados dois comportamentos distintos entre os grupos de varões mais próximos (E5S e E6S) e mais distantes do pilar (E7S e E8S), sendo que, do grupo de varões com maior proximidade ao pilar apenas um atinge a cedência, para um patamar de *drift* de 3,0% (E5S). Acerca deste extensómetro é ainda possível observar o registo de extensões negativas associadas a esforços de compressão derivados de um comportamento oposto àquele que foi descrito no parágrafo anterior, i.e., quando uma extremidade do pilar sofre incrementos de momento flector positivo, a outra sofre em simultâneo incrementos de momento flector negativo, de tal forma significativos que a determinada altura se registam as ditas extensões negativas.

A comportar-se de uma forma muito semelhante ao extensómetro anterior, ainda que sem atingir a cedência nem registar varões de compressão está o extensómetro E6S. Sobre os extensómetros E7S e E8S, apresentam entre si um comportamento idêntico uma vez que, na qualidade de armadura longitudinal inferior nas zonas de meio vão da laje (extremidade Sul do modelo), como era expectável, registam durante o decorrer de todo o ensaio extensões positivas. Ainda que durante a aplicação da carga gravítica estas aumentem de uma forma muito expressiva, uma vez iniciado o ensaio horizontal e cíclico, as extensões tendem a manter-se aproximadamente constantes, com variações positivas pouco significativas e sem nunca registar valores de extensão de cedência.

Segue-se ainda a Figura 4.65 onde são apresentadas as extensões para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift* e cuja análise permite uma melhor interpretação do comportamento das armaduras durante o decorrer do ensaio.

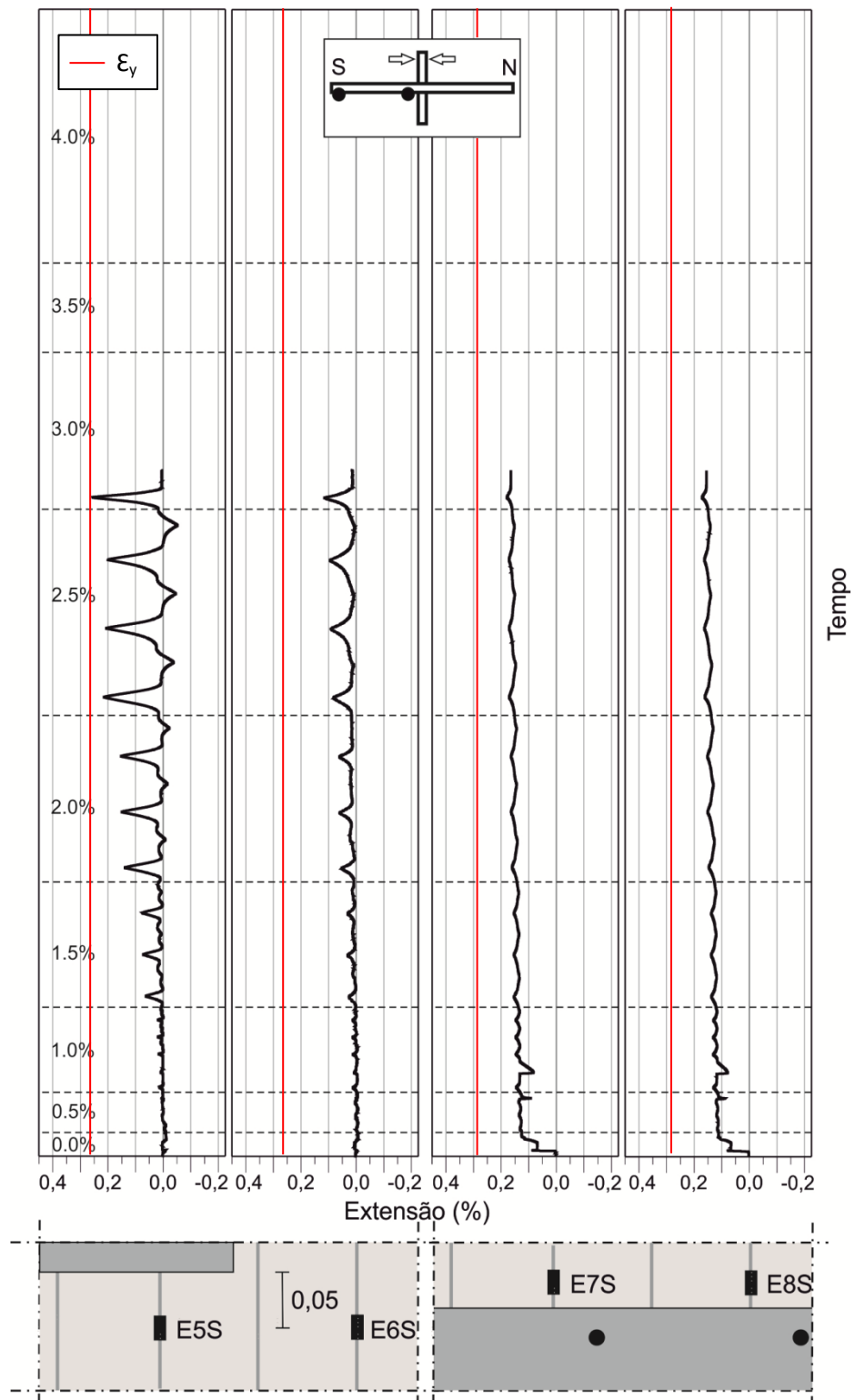


Figura 4.64: Extensões na armadura longitudinal inferior correspondentes à primeira fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b1).

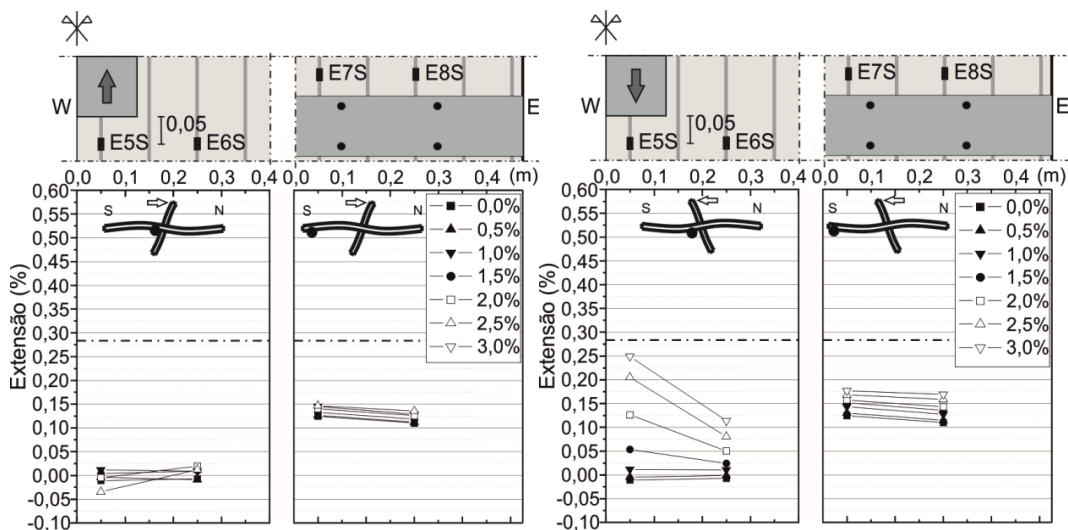


Figura 4.65: Extensões na armadura longitudinal inferior para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift*, correspondentes à primeira fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b1).

Sobre a segunda fase do ensaio, e de acordo com o que já foi mencionado, apenas será possível apresentar as extensões que resultam dos extensómetros instalados na **armadura longitudinal inferior**. Da figura que se segue (Figura 4.66) pode desde logo ser verificado que o extensómetro E5S que na primeira fase tinha atingido a cedência para um patamar de *drift* de 3,0%, na segunda fase do ensaio (C-SSR5b2), ainda na qualidade de único extensómetro a atingir a cedência, só volta a registar valores dessa ordem de grandeza num patamar de *drift* de 4,5%.

À semelhança da primeira fase (C-SSR5b1), continua a ser possível identificar os dois grupos de extensómetros com comportamentos idênticos entre si (E5S e E6S vs E7S e E8S) e a variar de acordo com o grau de proximidade ao pilar, com a diferença que, na segunda fase, o grupo de extensómetros mais próximos do pilar passa a registar valores de extensão negativa bastante mais expressivos e praticamente desde o início do ensaio, muito provavelmente devido ao elevado estado de fendilhação em que o modelo C-SSR5b2 se apresentou para a segunda fase do ensaio.

Sobre os extensómetros E7S e E8S, na qualidade de grupo de extensómetros instalados na extremidade Sul (mais afastados do pilar), ainda que com um comportamento muito semelhante àquele que apresentaram na primeira fase, desta vez registaram valores de extensão sempre inferiores, com os extensómetros E7S e E8S a registar extensões na ordem de 0,1% apenas para um patamar de *drift* 2,5% e 4,0%, respectivamente, face à primeira fase onde superaram esse valor ainda no decorrer da aplicação da carga gravítica.

Ainda sobre este modelo e de forma semelhante ao anterior, apresentar-se-ão ainda as extensões para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift* (Figura 4.67).



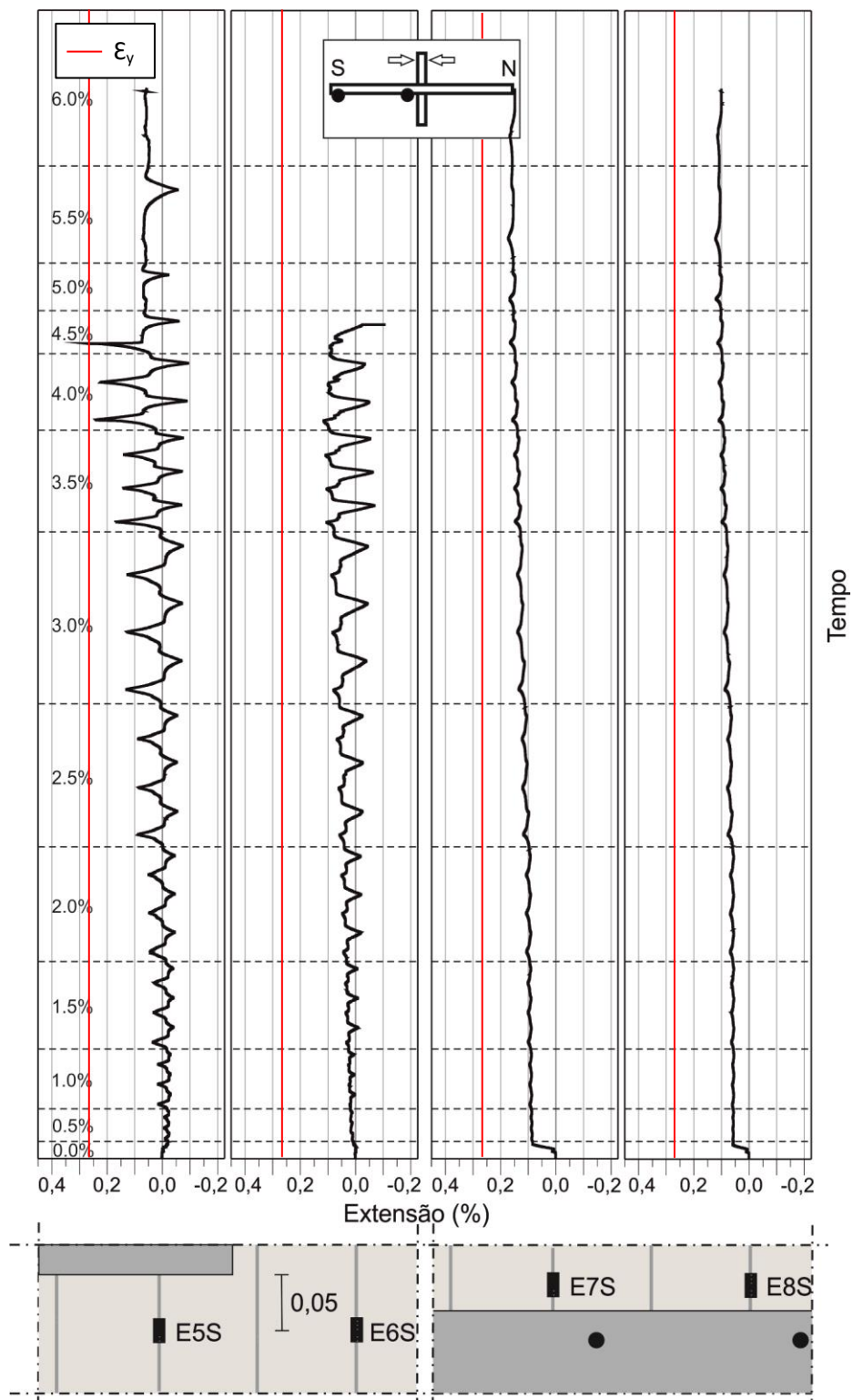


Figura 4.66: Extensões na armadura longitudinal inferior correspondentes à segunda fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b2).

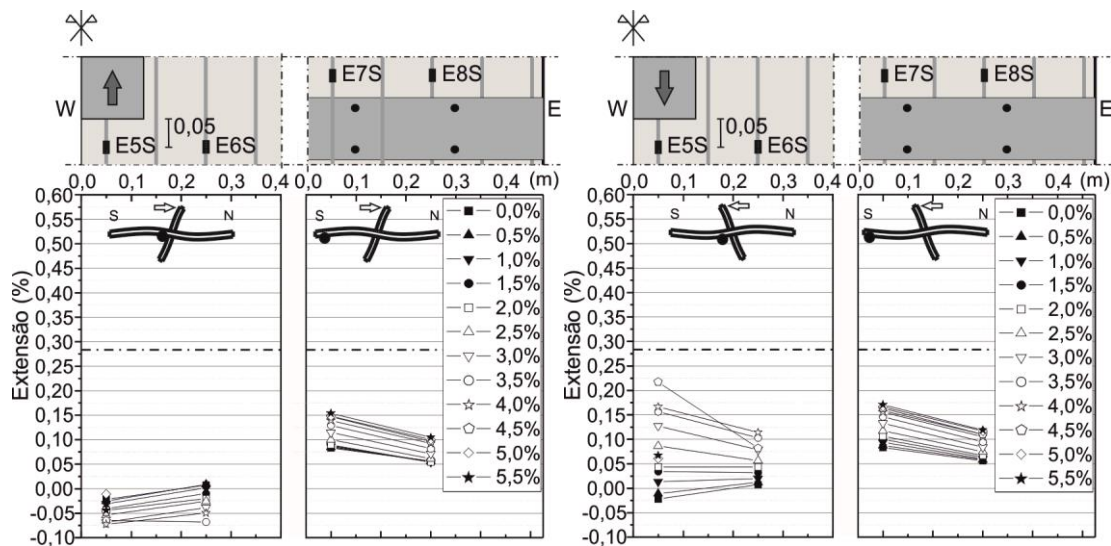


Figura 4.67: Extensões na armadura longitudinal inferior para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift*, correspondentes à segunda fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b2).

#### 4.9.1.2 C-SSR5c

Por último, temos o modelo no qual foi aplicada uma carga gravítica superior face aos demais e cuja apresentação gráfica segue exactamente a mesma ordem. Primeiramente temos as extensões das **armaduras longitudinais superiores** (Figura 4.68) onde se pode observar um comportamento idêntico ao modelo C-SSR5b1 no que diz respeito ao comportamento das extensões, sobretudo pela ordem com que estes atingem a cedência, embora para o modelo C-SSR5c se verifique que a cedência é atingida, por parte de todos os extensómetros instalados, entre 0.0% e 1.0% de *drift*, i.e., relativamente mais cedo que no modelo C-SSR5b1 onde o último extensómetro a atingir a cedência fá-lo para um patamar de *drift* de 2.0%.

De notar ainda que os quatro extensómetros mais próximos do pilar atingem o valor da extensão de cedência no limiar entre a aplicação da carga gravítica e o início do ensaio cíclico. Este fenómeno pode ser facilmente explicado pelo facto de, quando se aumenta a carga gravítica no modelo C-SSR5c, esta provoca momentos flectores negativos no pilar superiores àqueles que se apresentam para a mesma fase de ensaio no modelo C-SSR5b1. Uma vez iniciado o ensaio cíclico, com a imposição de deslocamentos horizontais vão existir incrementos de momento flector negativo numa das extremidade do pilar que, sujeitando os varões a esforços mais elevados, propiciem a ocorrência da cedência ainda numa fase inicial do ensaio.

As Figura 4.69 e Figura 4.70 apresentam as extensões para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift*.

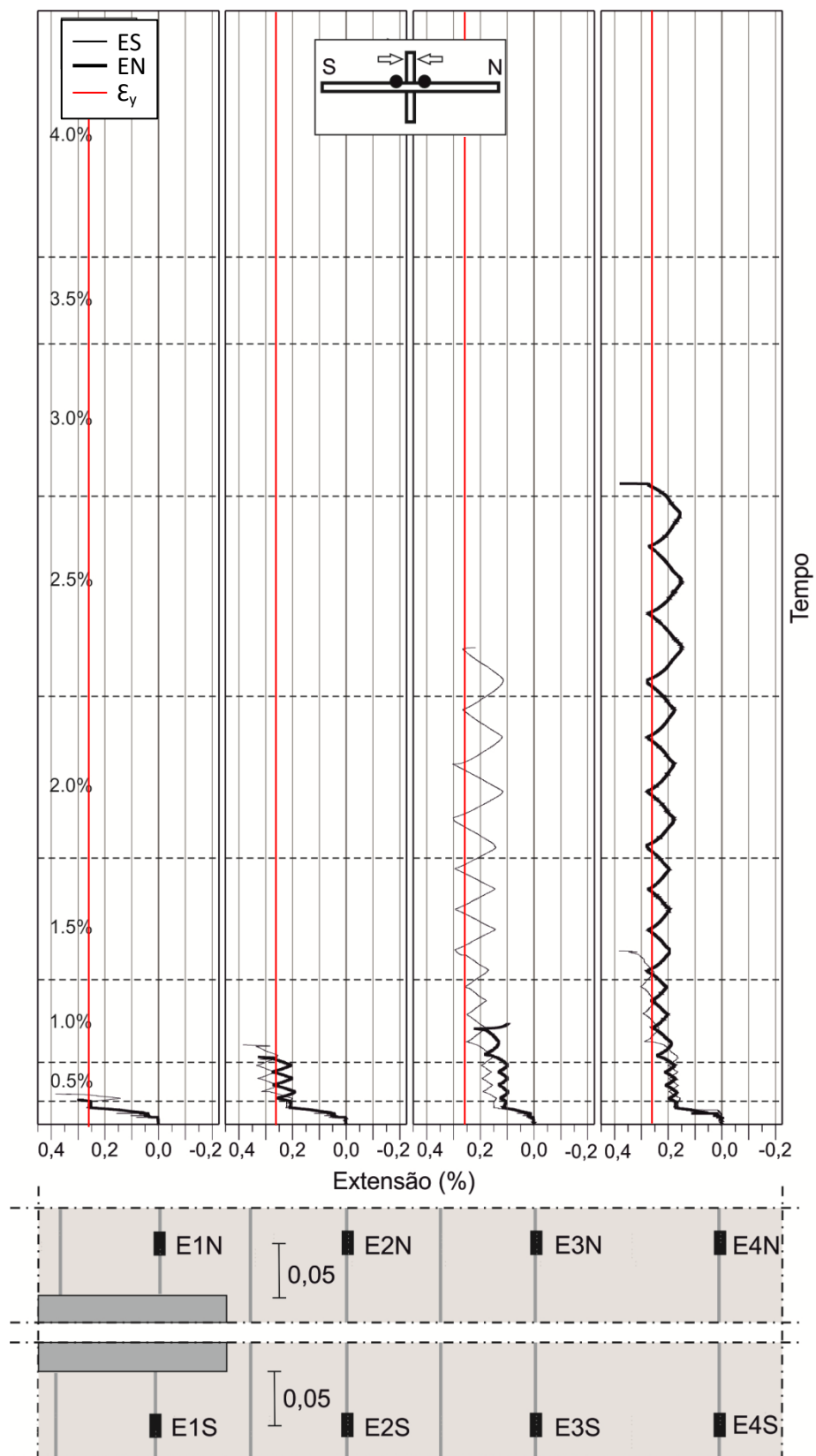


Figura 4.68: Extensões na armadura longitudinal superior correspondentes ao modelo C-SSR5c.

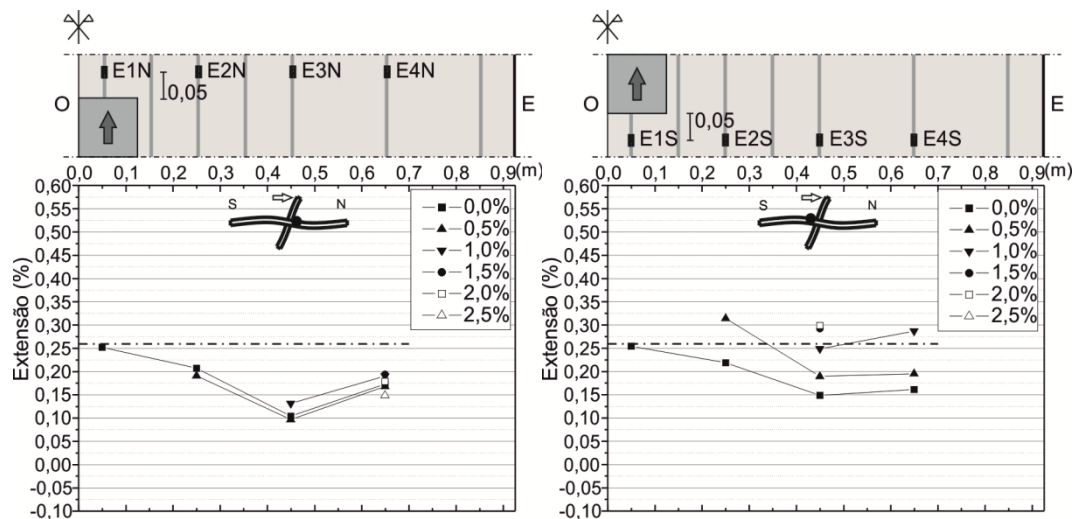


Figura 4.69: Extensões na armadura longitudinal superior para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift*, segundo a direção N - S, correspondentes ao modelo C-SSR5c.

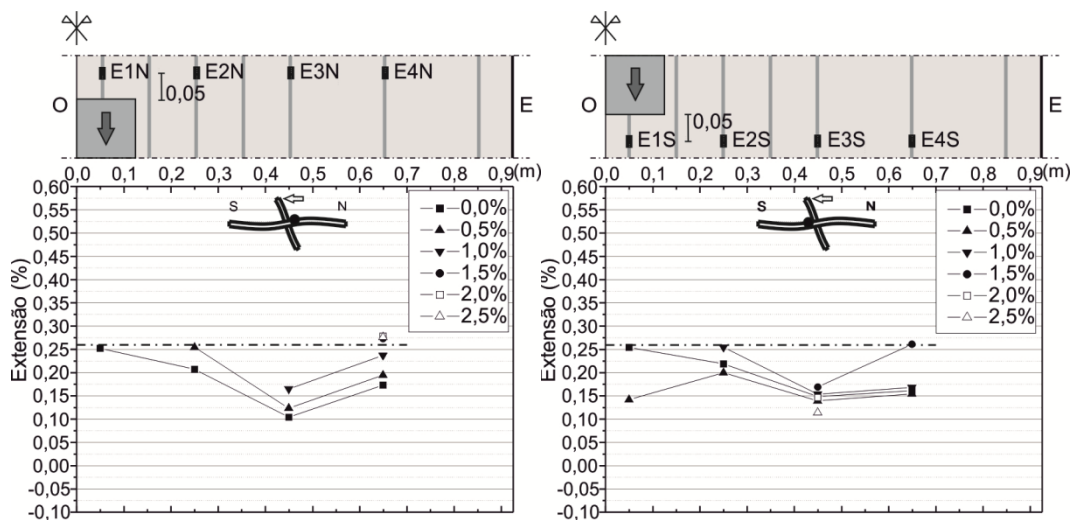


Figura 4.70: Extensões na armadura longitudinal superior para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift*, segundo a direção S - N, correspondentes ao modelo C-SSR5c.

Sobre a **armadura longitudinal inferior** é possível identificar de imediato uma particularidade interessante: os primeiros extensómetros a atingir a cedência são, ao contrário dos modelos anteriores, aqueles que se encontram mais afastado do pilar, i.e., na extremidade Sul da laje. O primeiro, o extensómetro E8S, atinge a cedência para um patamar de *drift* de 1,0% e o segundo, o extensómetro E7S, atinge a cedência apenas para um patamar de *drift* de 4,0%, praticamente findado o ensaio e atingida a rotura por punção.

Sobre os extensómetros E5S e E6S, instalados nas proximidades do pilar, apenas se registaram valores de extensões negativas correspondentes a comportamentos de compressão para patamares de *drift* de 2,0% e 2,5%, respectivamente e não muito diferente do modelo C-SSR5b1, com a excepção do extensómetro E6S que para o modelo C-SSR5b1 nunca registou este tipo de extensões.

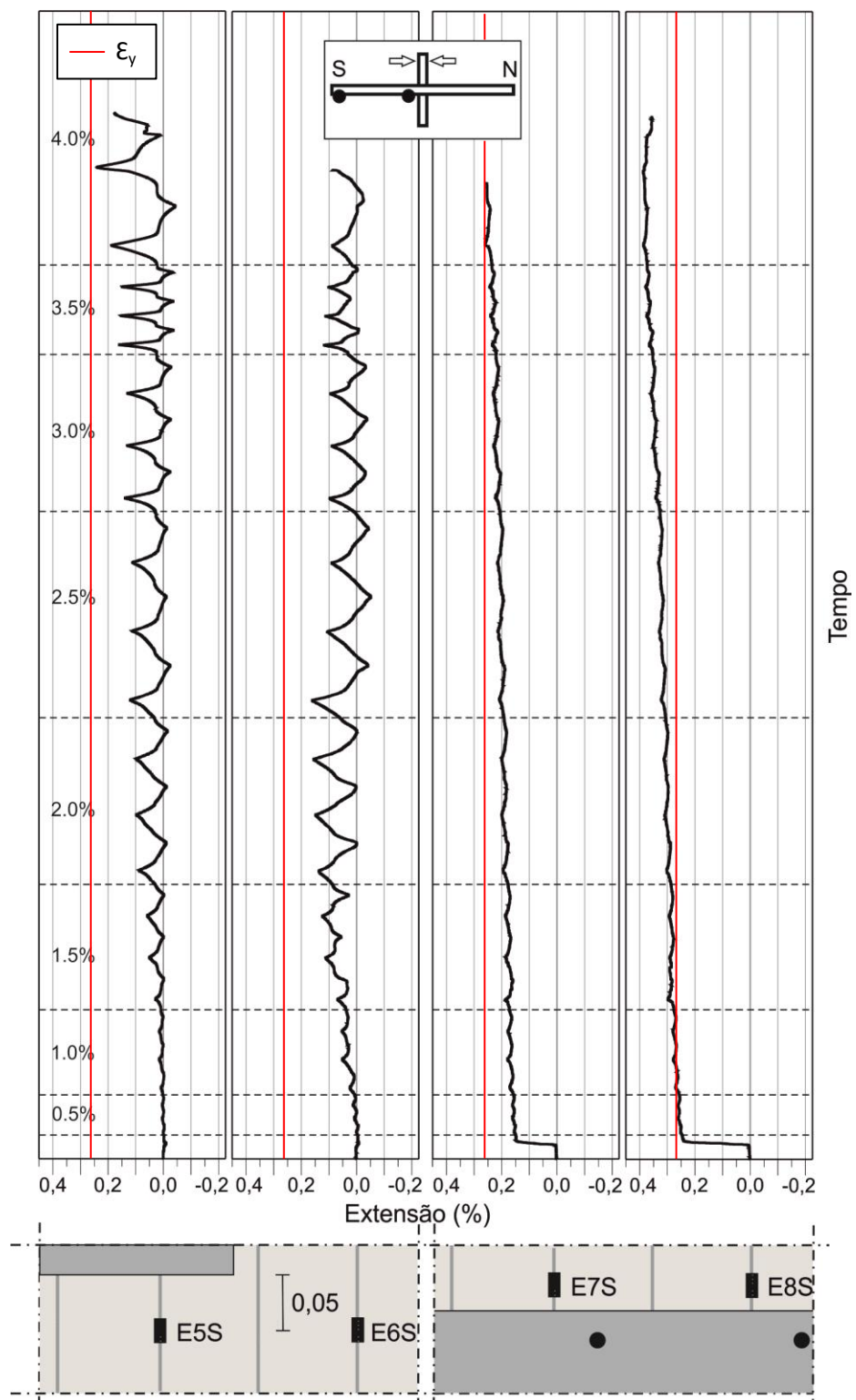


Figura 4.71: Extensões na armadura longitudinal inferior correspondentes ao modelo C-SSR5c.

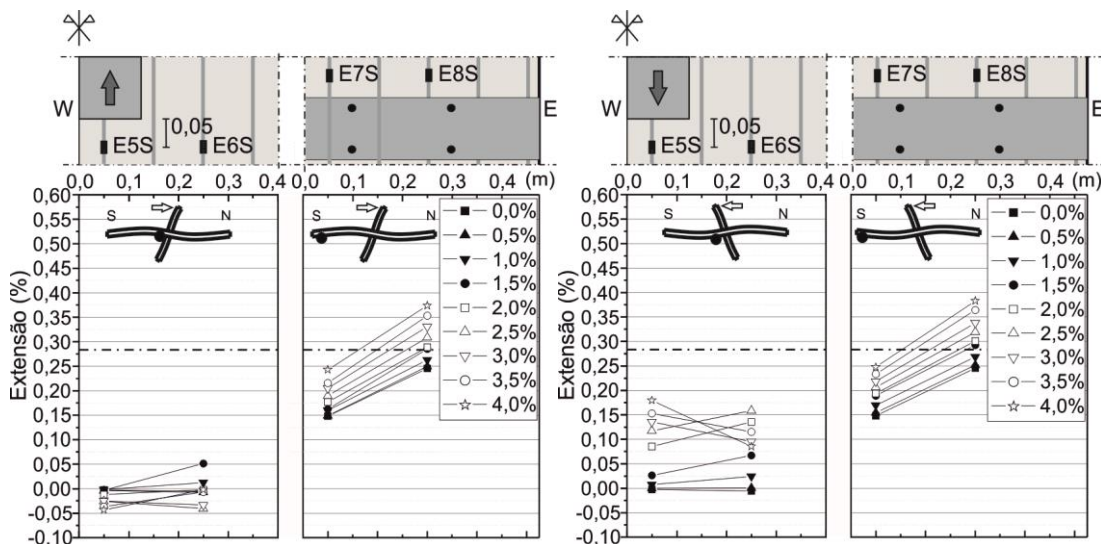


Figura 4.72: Extensões na armadura longitudinal inferior para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift*, correspondentes ao modelo C-SSR5c.

## 4.9.2 Extensões na Armadura Específica de Punçoamento

Seguem-se os resultados obtidos com recurso a extensómetros instalados nas armaduras específicas de punçoamento, *shear studs*, para os modelos C-SSR5b e C-SSR5c, sendo que se apresentam primeiro os extensómetros instalados segundo a direcção de aplicação da carga horizontal e cíclica, seguidos pelos restantes extensómetros.

### 4.9.2.1 C-SSR5b

Acerca da primeira fase do ensaio do modelo C-SSR5b, e de acordo com a Figura 4.73 e Figura 4.74, à semelhança das armaduras longitudinais, a proximidade ao pilar apresenta-se uma vez mais como um fator decisivo para o registo de extensões mais elevadas uma vez que, neste caso, os maiores momentos flectores resultam obrigatoriamente em maiores esforços de corte. Para o lado Norte, ainda que nenhum extensómetro registe valores de cedência, o N7 foi aquele que mais se aproximou. O grupo dos quatro extensómetros mais afastados do pilar, N4, N5, N9 e N10, apresentou um registo de extensões praticamente nulo ao longo de toda a primeira fase do ensaio. Para o lado Sul identifica-se um comportamento semelhante, sem nenhum registo de cedência e com os dois extensómetros S2 e S7 a serem aqueles que mais se aproximam de valores de cedência. Sobre o grupo de quatro extensómetros mais afastados do pilar,

desta vez só se registaram valores praticamente nulos até um patamar de *drift* de 1,0%, a partir do qual registaram extensões idênticas aos dois extensómetros mais próximos do pilar.

Deve ainda ser notado que o registo de extensões neste tipo de armaduras pode decorrer não só de um aumento de esforços internos como também da ocorrência de eventuais fendas de corte no interior do modelo.

Apresentam-se ainda as extensões anteriores para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift*, segundo a Figura 4.75 e Figura 4.76.

Sobre os extensómetros instalados segundo uma direcção perpendicular à de aplicação da força horizontal e cíclica, E1, E2, E3, E4 e E5, aquele que se encontra mais próximo do pilar é o único a atingir a cedência num patamar de *drift* de 1,5% sendo que os restantes apresentam entre si um comportamento muito idêntico. O extensómetro E4, aparentemente danificado, não permite a apresentação de qualquer tipo de resultado.

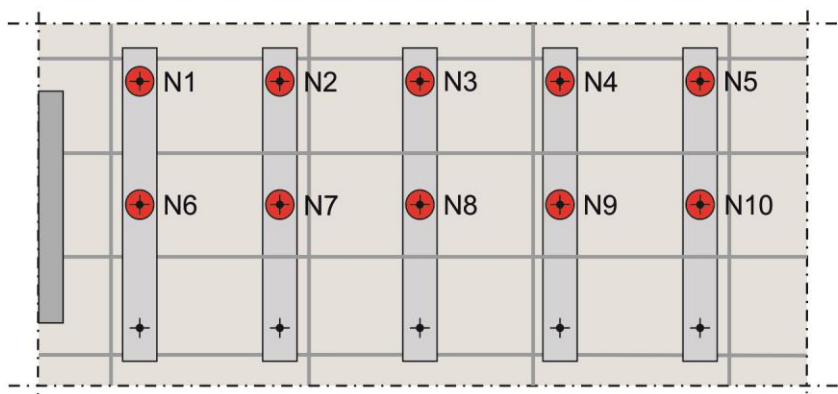
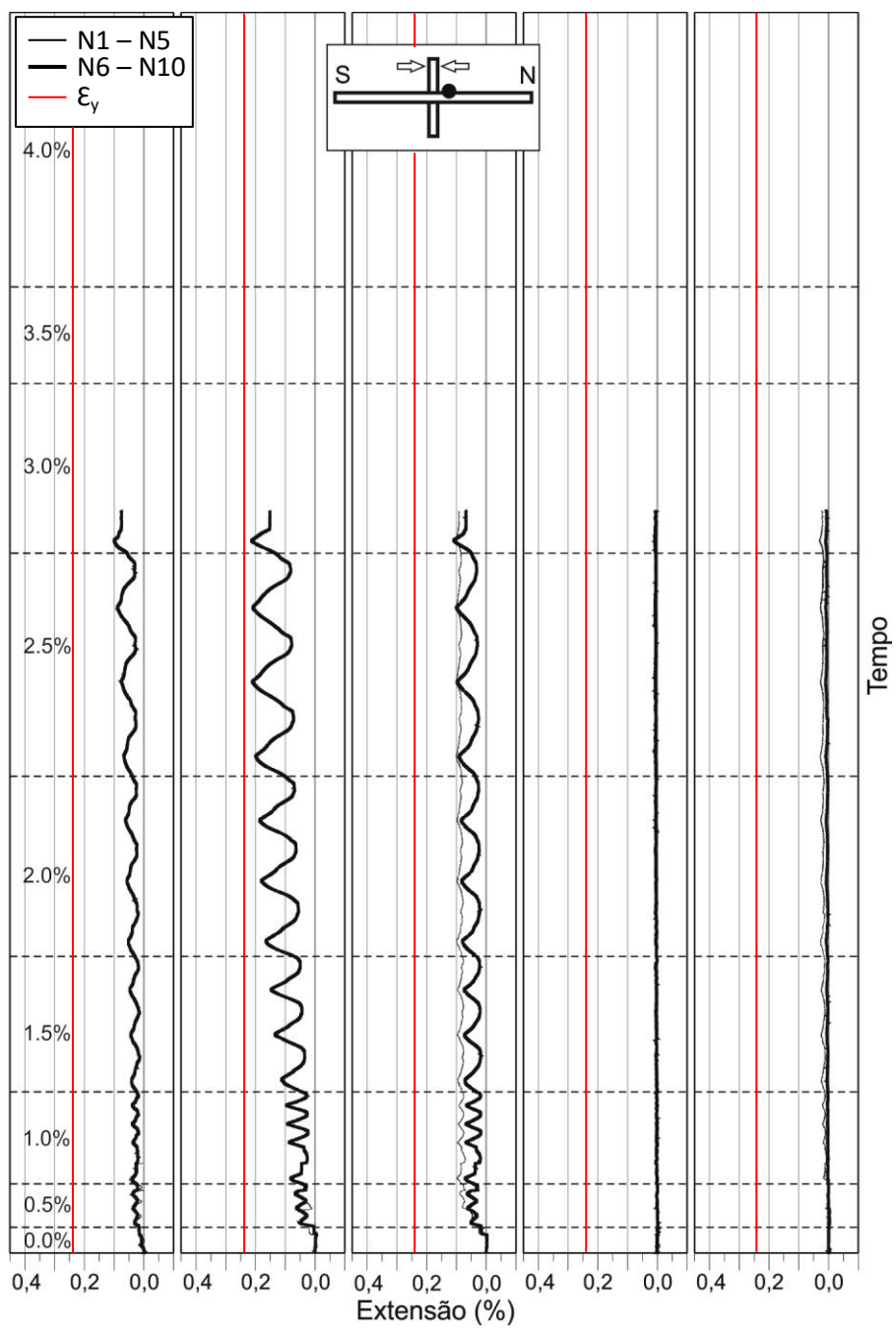


Figura 4.73: Extensões na armadura específica de punção correspondentes à primeira fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b1).



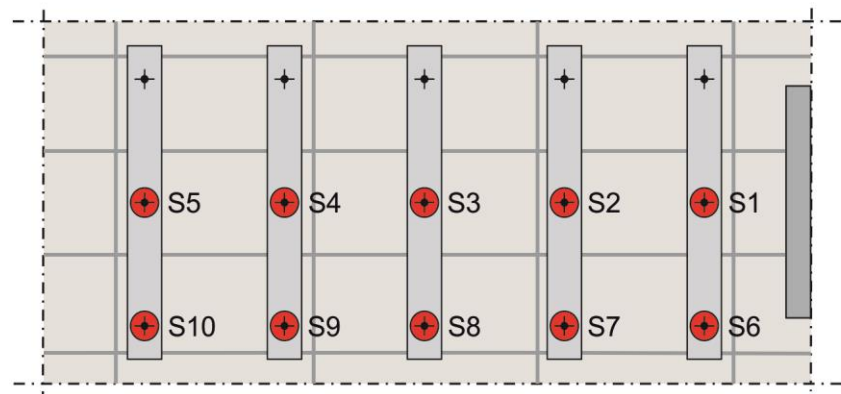
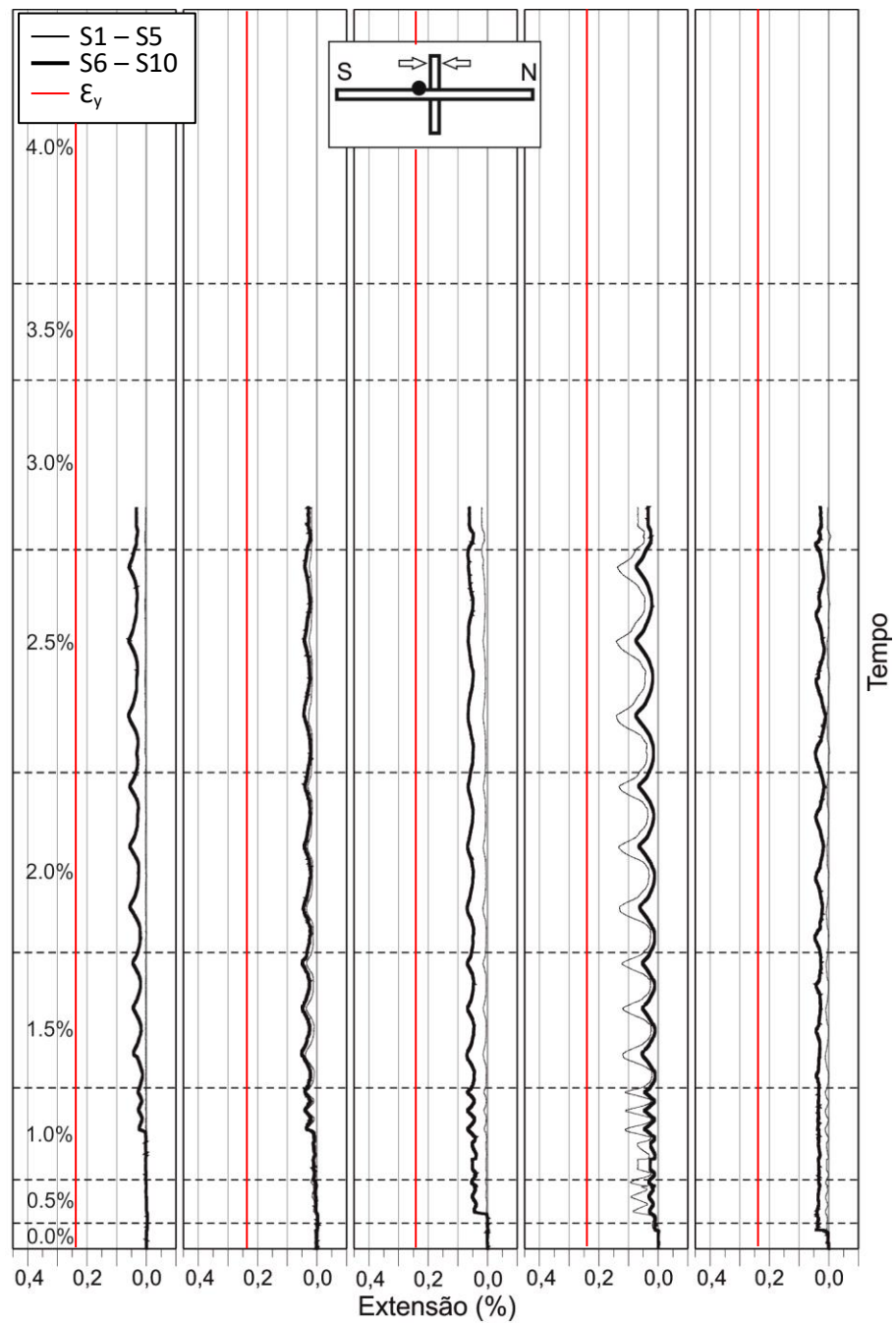


Figura 4.74: Extensões na armadura específica de punção correspondentes à primeira fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b1).

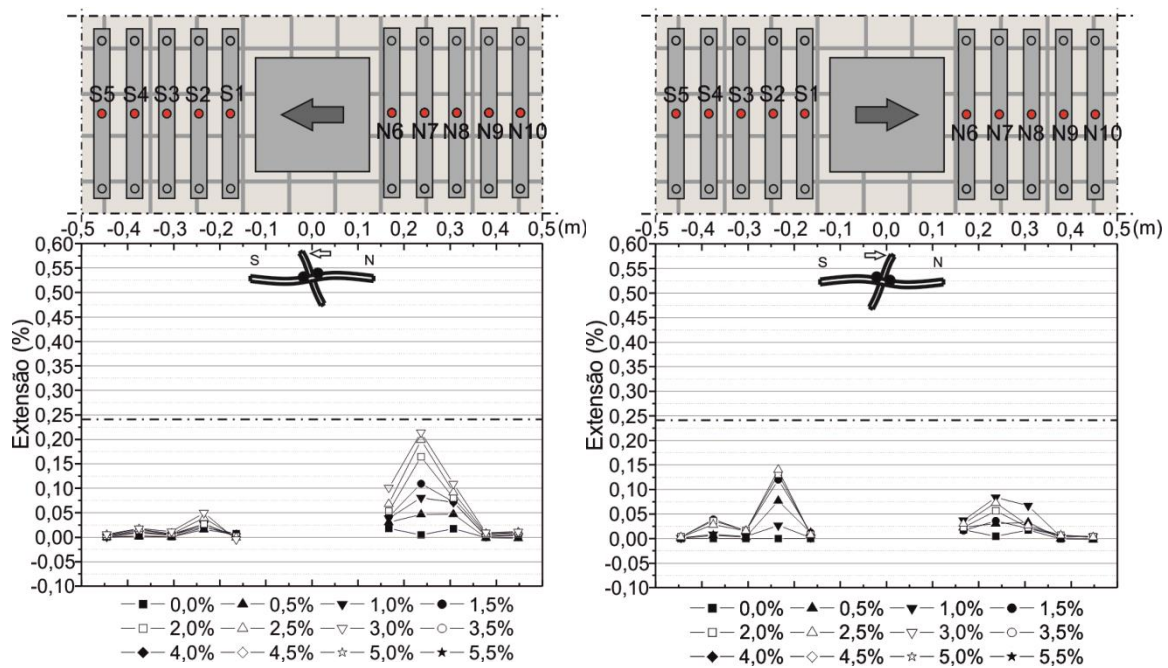


Figura 4.75: Extensões na armadura específica de punção para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift*, segundo as duas direcções, correspondentes à primeira fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b1).

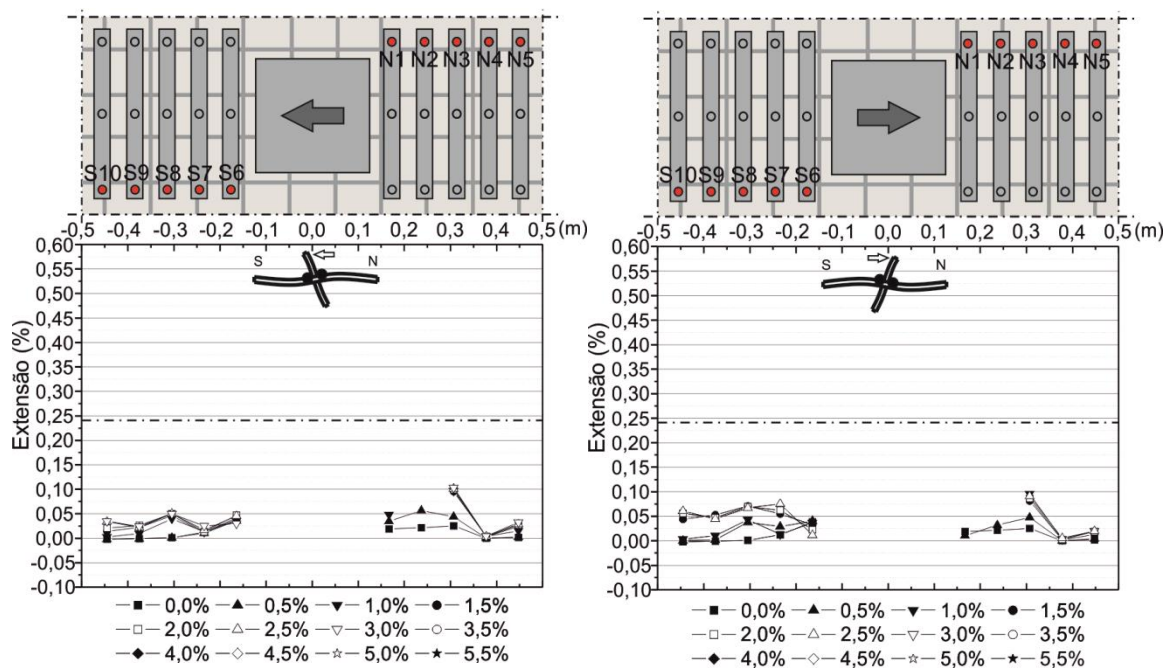


Figura 4.76: Extensões na armadura específica de punção para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift*, segundo as duas direcções, correspondentes à primeira fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b1).

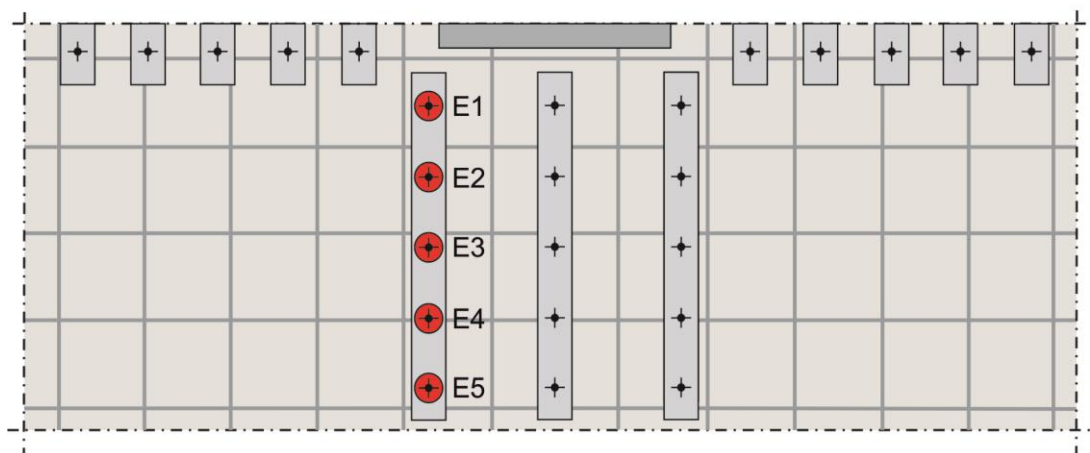
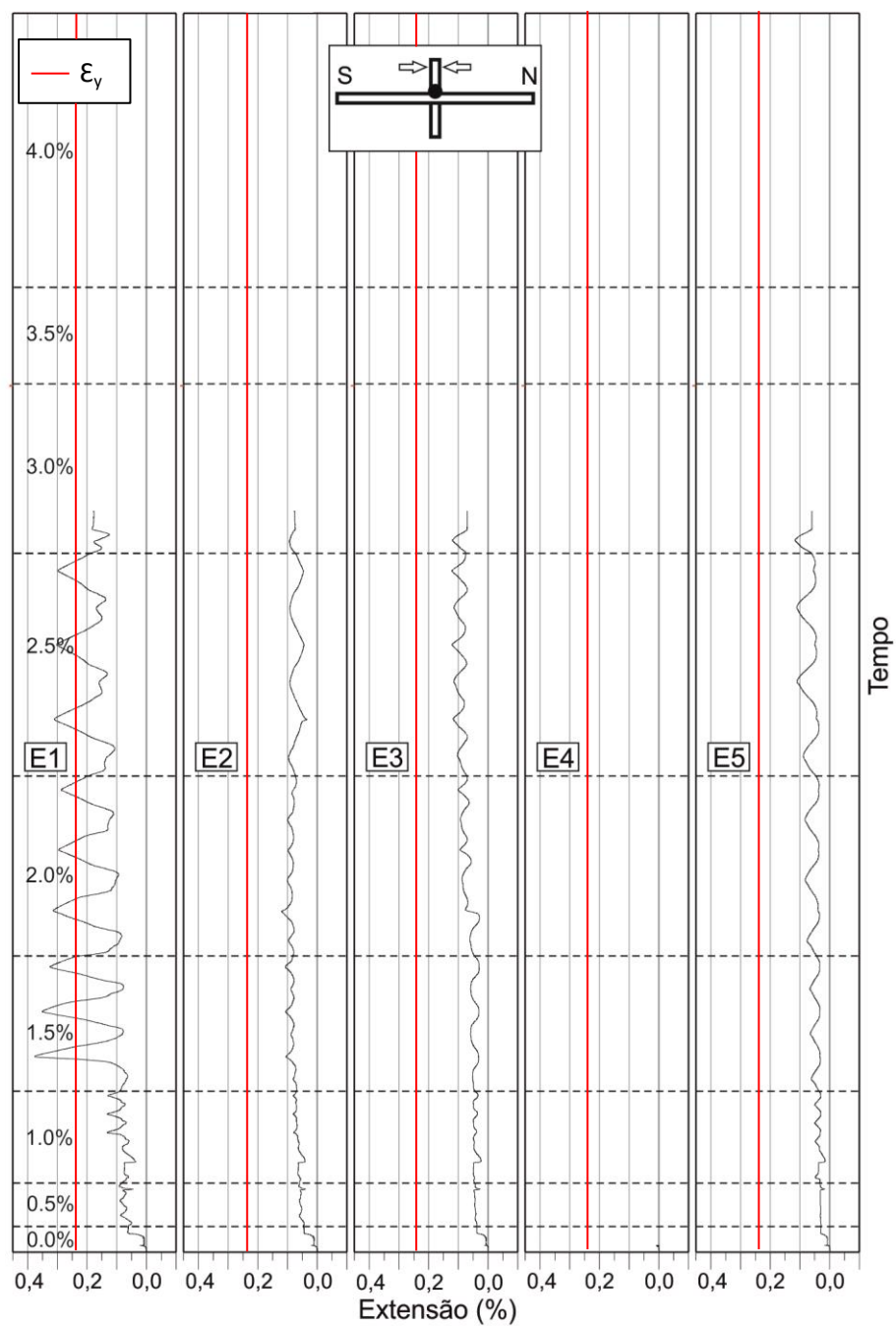
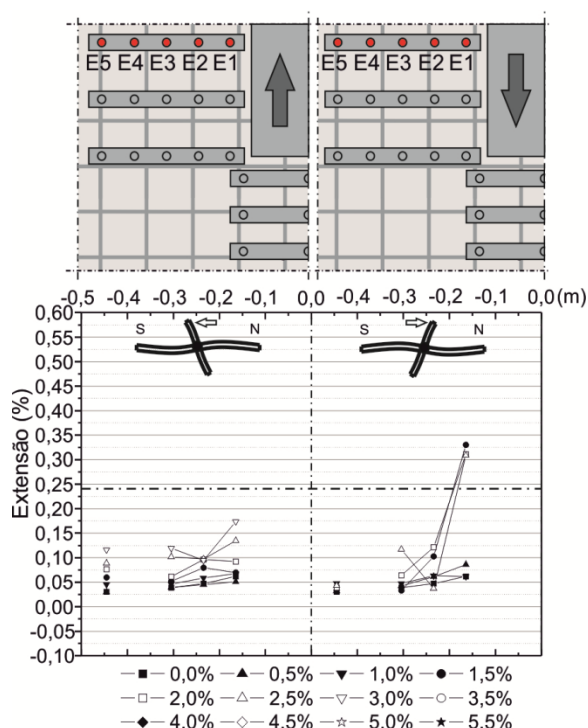


Figura 4.77: Extensões na armadura específica de punçoamento correspondentes à primeira fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b1).



**Figura 4.78: Extensões na armadura específica de punçoamento para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift*, segundo as duas direcções, correspondentes à primeira fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b1).**

Segue-se a segunda fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b2) onde, de forma análoga à primeira, se apresentam primeiro as extensões registadas na armadura específica de punçoamento instalada segundo a direcção na qual é aplicada a carga horizontal onde, de acordo com a Figura 4.79 e Figura 4.80 é possível observar que apenas os extensómetros N6 e S1 atingiram valores de extensão de cedência para um patamar de *drift* de 5,0% e 4,5%, respectivamente. Quer para o lado Norte, quer para o lado Sul, ao longo de todo o ensaio e com excepção dos extensómetros que atingiram a cedência, apresentam um comportamento de extensões a variar praticamente dentro do mesmo intervalo de valores.

O conjunto dos quatro extensómetros mais afastados do pilar, no lado Norte, só a partir de um patamar de *drift* de 3,0% é que apresentam extensões que, ainda que não nulas, se encontram muito próximas de zero, ao contrário do lado Sul, onde começam a apresentar valores de extensão não nulos desde o início do ensaio, com excepção dos extensómetros S5 e S9.

Por último verifica-se que, ao contrário da primeira fase onde as maiores extensões se registaram sempre para o conjunto de extensómetros instalados numa segunda linha a contar do pilar, esse fenómeno passa agora a ser repartido pelo conjunto de quatro extensómetros mais próximos do pilar, quer para o lado Norte, quer para o lado Sul.

À semelhança da armadura longitudinal, a interrupção do ensaio pode ter introduzido danos nos extensómetros instalados na armadura específica de

punçoamento pelo que se sugere ao leitor o devido cuidado na interpretação dos mesmos. Assim sendo foi possível terminar a segunda fase do ensaio com apenas dois extensómetros a atingir a cedência e três extensómetros danificados ao ponto de não apresentarem sequer resultados que se considere válidos.

A Figura 4.81 e Figura 4.82 apresentam as extensões anteriores para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift*.

Ainda sobre os extensómetros instalados no modelo C-SSR5b e ensaiados na segunda fase, embora na direcção perpendicular à de aplicação da força horizontal, a Figura 4.83 permite verificar que o extensómetro E1, o primeiro a ceder em toda a armadura específica de punçoamento na primeira fase do ensaio, passa a igualar o último extensómetro a ceder na segunda fase, num patamar de *drift* de 5,0%. Dos restantes extensómetros, em termos de comportamento e da relação entre estes e a proximidade ao pilar, apresentam-se muito semelhantes aos da primeira fase.

De forma análoga, a Figura 4.84 apresenta as referidas extensões para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift*.

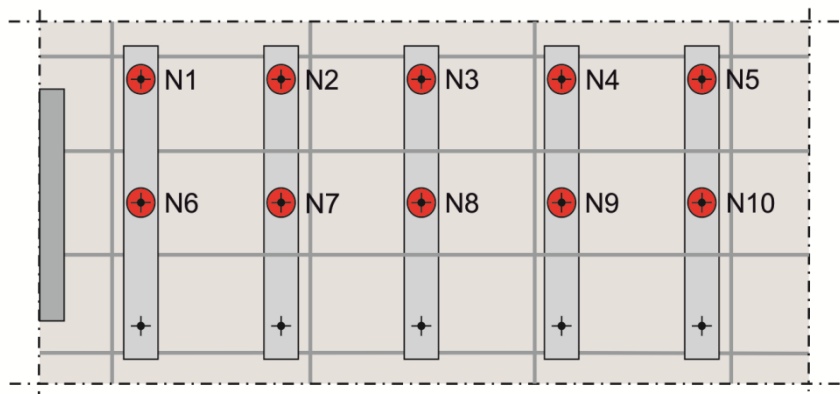
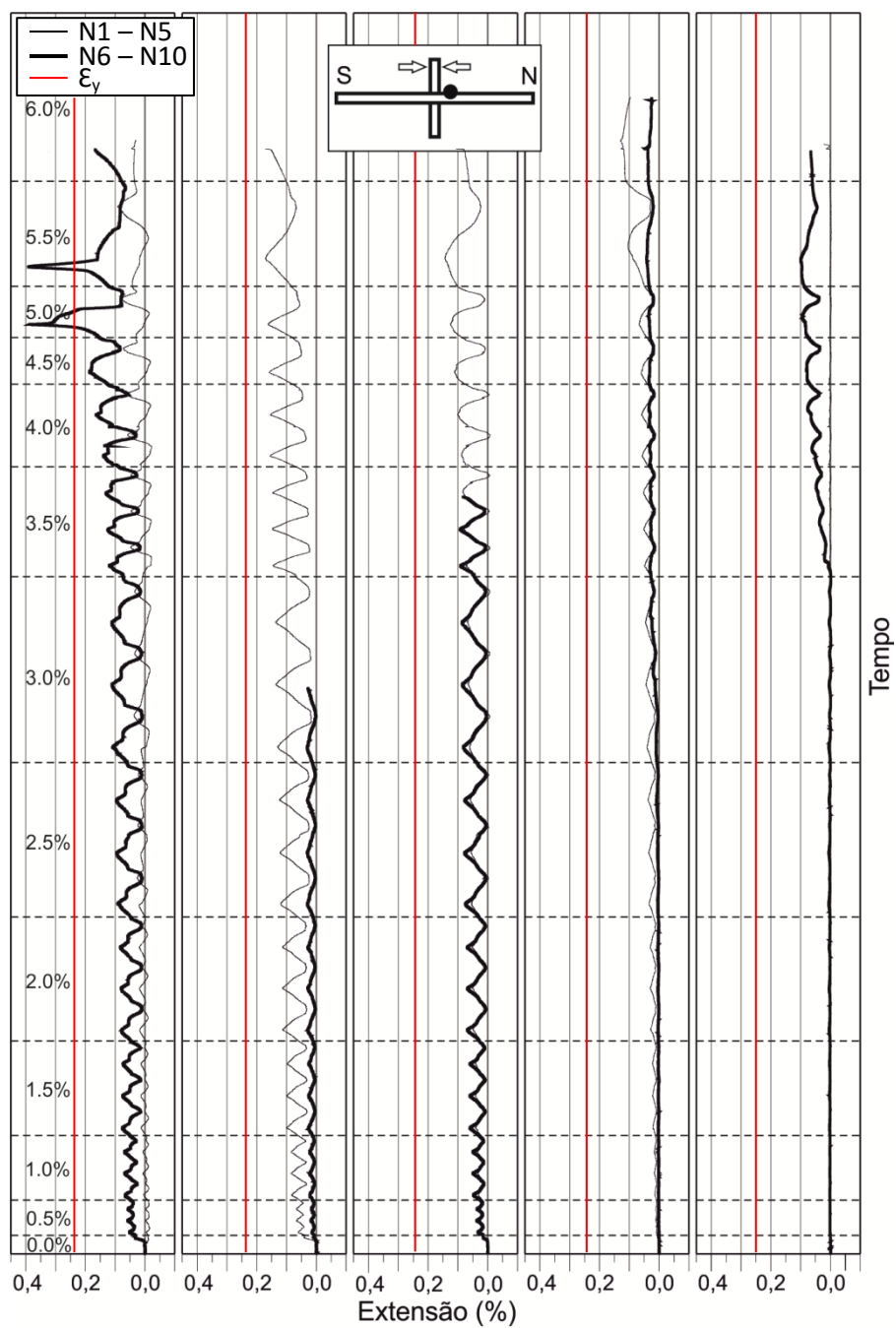


Figura 4.79: Extensões na armadura específica de punção correspondentes à segunda fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b2).

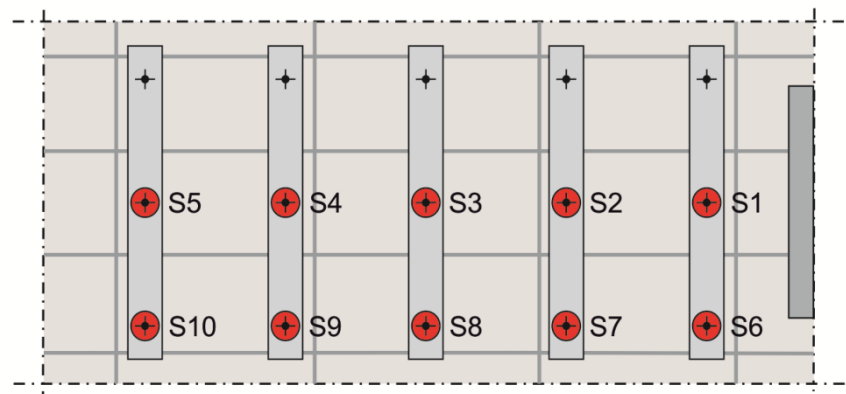
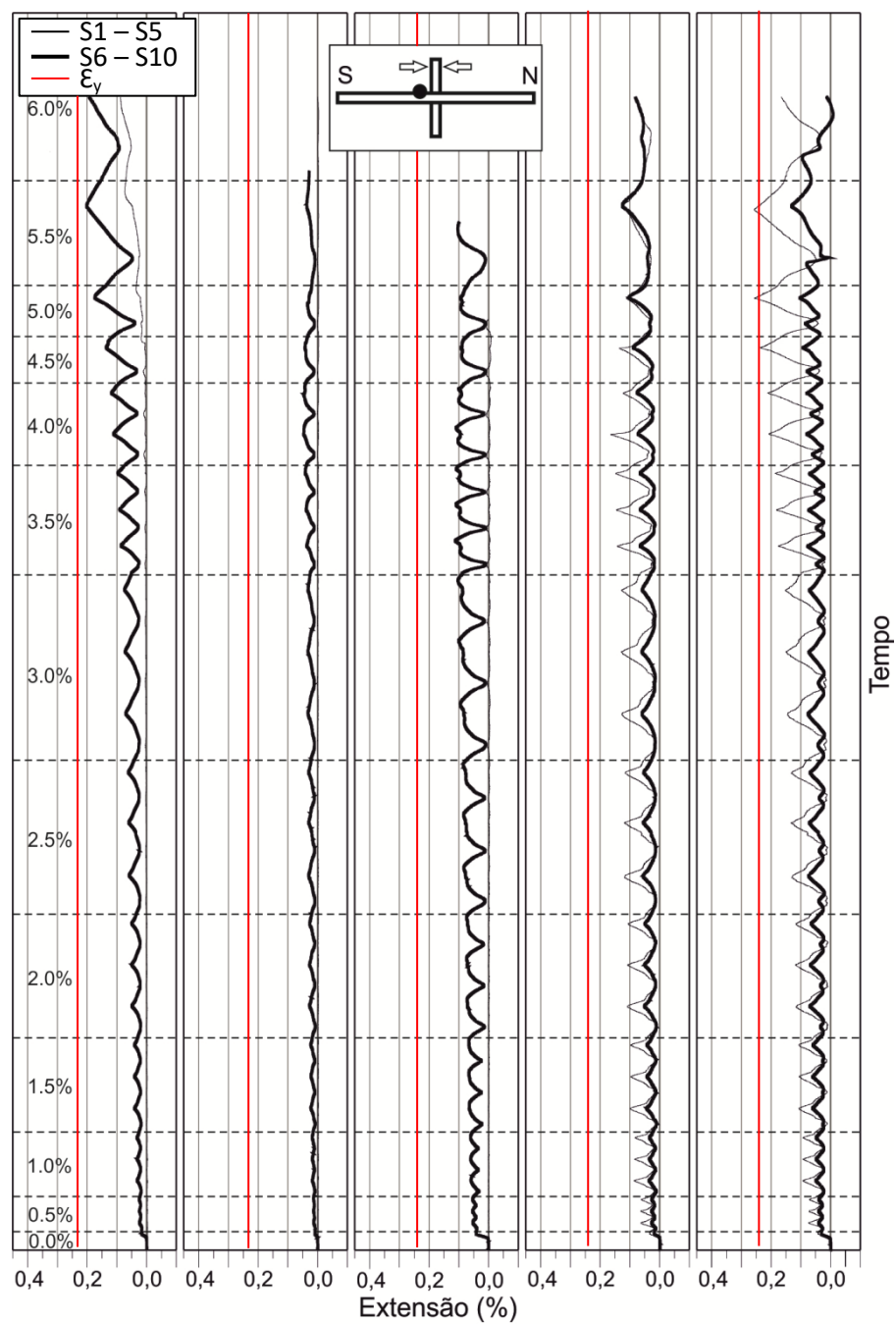


Figura 4.80: Extensões na armadura específica de punção correspondentes à segunda fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b2).



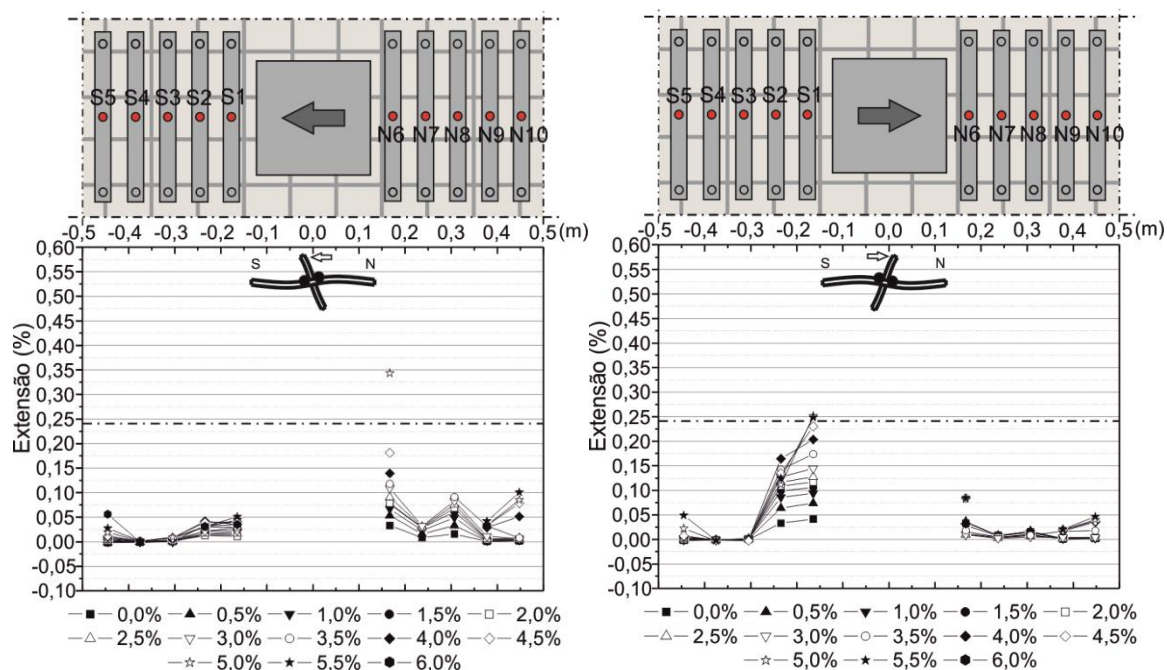


Figura 4.81: Extensões na armadura específica de punçoamento para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift*, segundo as duas direcções, correspondentes à segunda fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b2).

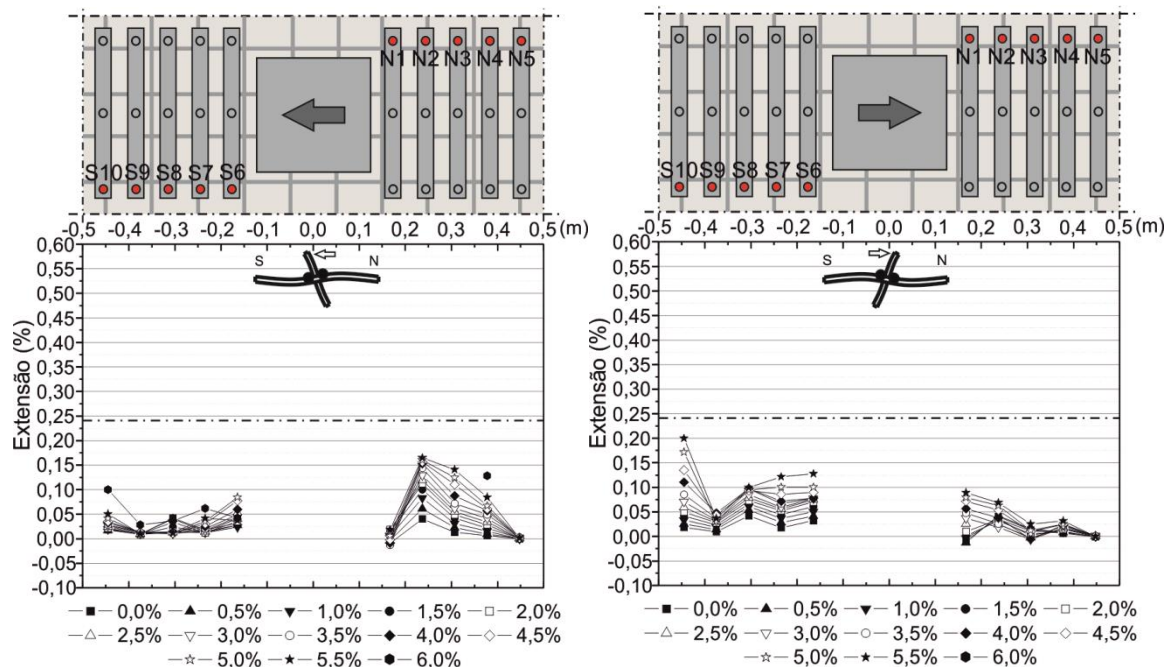


Figura 4.82: Extensões na armadura específica de punçoamento para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift*, segundo as duas direcções, correspondentes à segunda fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b2).



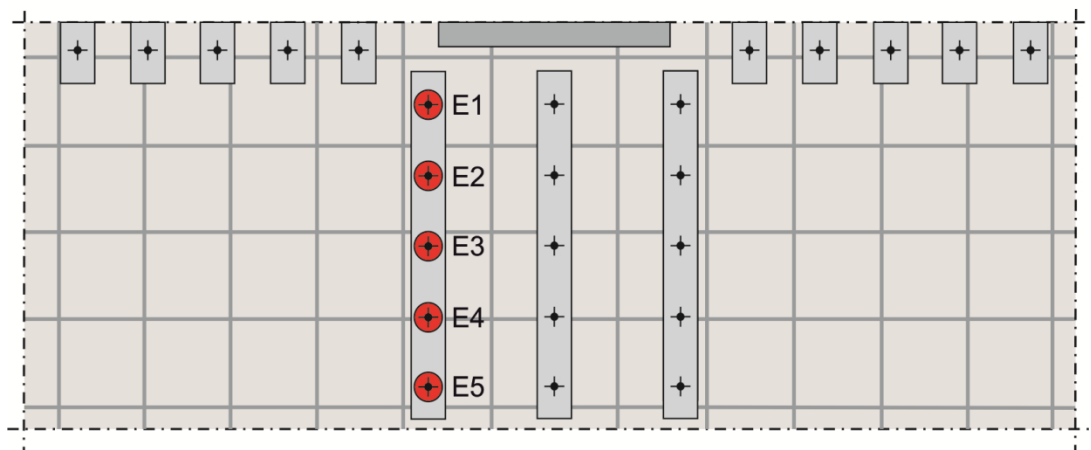
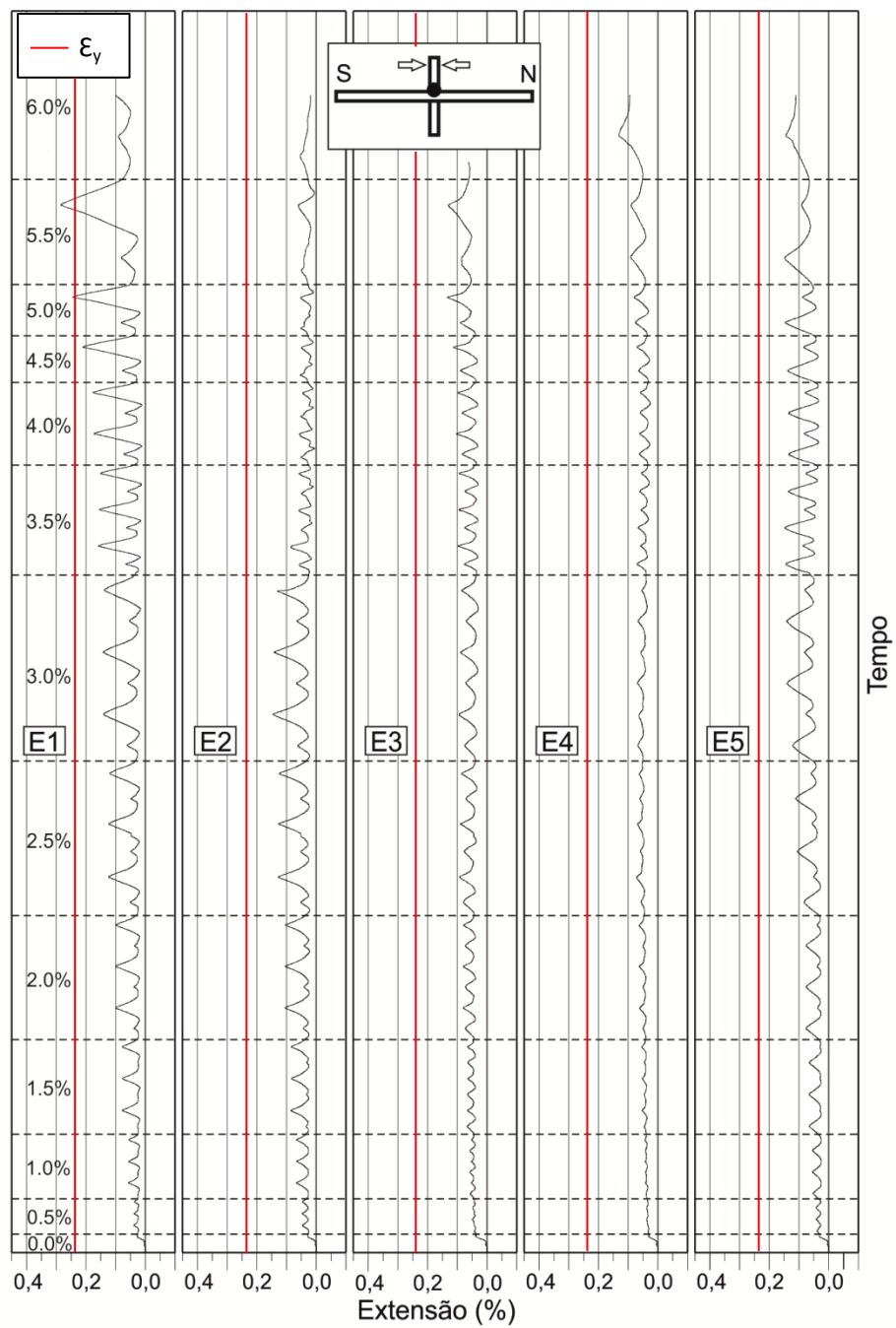


Figura 4.83 - Extensões na armadura específica de punçoamento correspondentes à segunda fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b2).

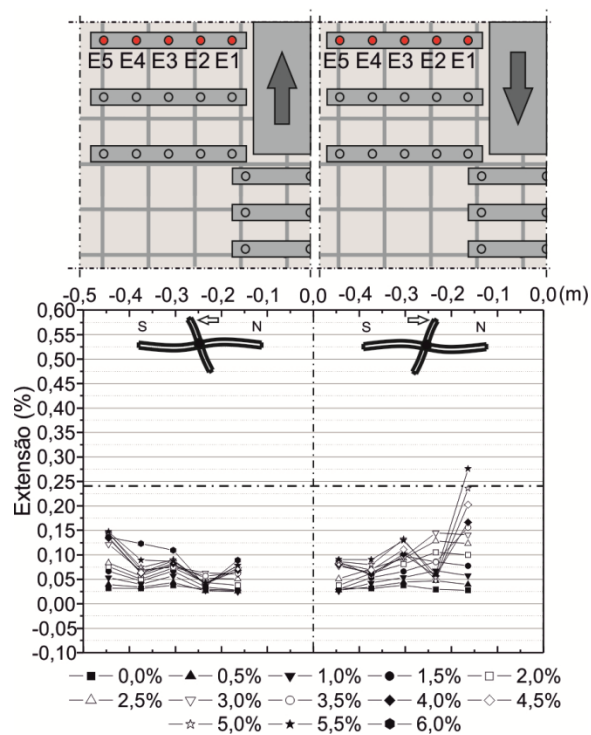


Figura 4.84: Extensões na armadura específica de punçoamento para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift*, segundo as duas direcções, correspondentes à segunda fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b2).

#### 4.9.2.2 C-SSR5c

Finalmente o modelo C-SSR5c onde, à semelhança do modelo C-SSR5b1, da Figura 4.85 e Figura 4.86 se podem identificar comportamentos semelhantes entre os extensómetros com maior proximidade ao pilar, voltando a ser o conjunto de dois extensómetros instalados na segunda linha de armadura específica mais próxima do pilar a registar quer as maiores extensões, quer as maiores oscilações de extensões. Ainda no âmbito da comparação anterior, se no decorrer da aplicação da carga gravítica para a primeira fase do ensaio do modelo C-SSR5b as extensões se mantiveram nulas para praticamente todos os extensómetros, neste caso, as duas primeiras linhas de armadura mais próximas do pilar para o lado Norte (N1, N2, N6 e N7) e as três linhas de armadura mais próximas do pilar para o lado Sul (S1, S2, S3, S6, S7 e S8) sofreram aumentos significativos. Os restantes extensómetros apresentam comportamentos aproximadamente constantes ao longo de todo o ensaio com ligeiros acréscimos.

Em relação a este tipo específico de armadura e tendo em conta o acréscimo de carga gravítica é curioso constatar que o modelo C-SSR5c é o único no qual, de todos os extensómetros instalados, nenhum regista valores de extensão de cedência e, aparentemente, apenas dois extensómetros sofreram danos.

Sobre os extensómetros instalados perpendicularmente à direcção de actuação da força horizontal, o acréscimo de carga gravítica teve o mesmo impacto que nos restantes durante o decorrer da aplicação da carga gravítica sendo que, no decorrer do ensaio, ainda que nenhum dos extensómetros atinga a cedência, os extensómetros E1 e E2 apresentam um comportamento de tendência para esse valor, ao contrário dos extensómetros E3, E4 e E5 cujo comportamento se apresenta aproximadamente constante com ligeiros incrementos de extensão face a evolução do ensaio.

A Figura 4.90 procura ainda apresentar as extensões registadas pelos extensómetros para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift*.

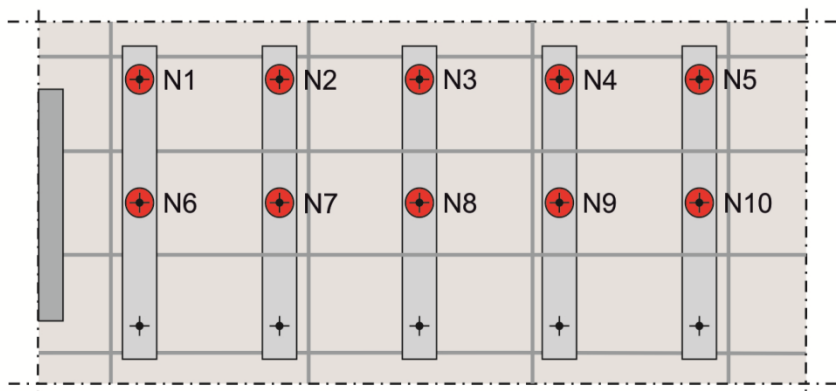
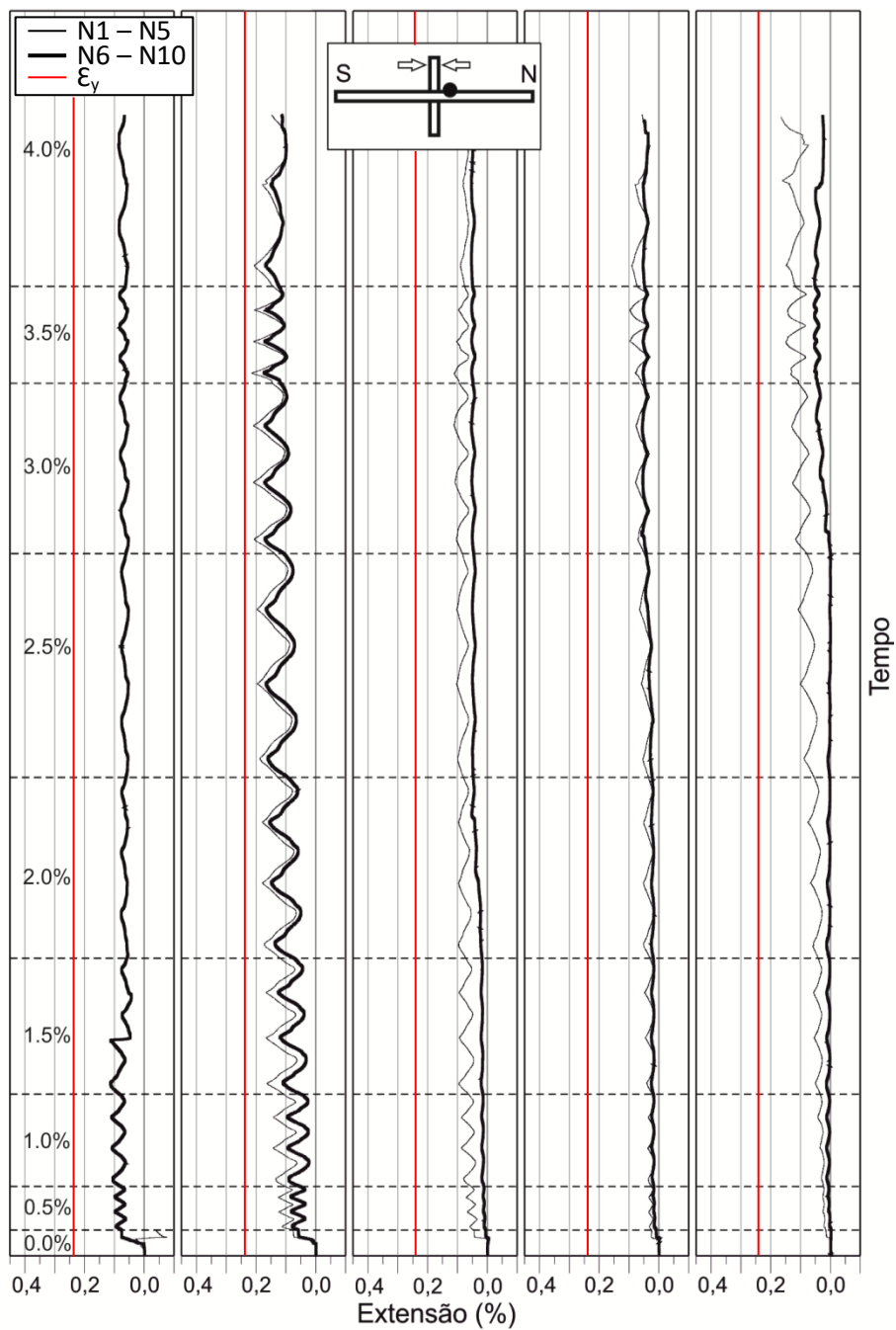


Figura 4.85: Extensões na armadura específica de punção correspondentes ao modelo C-SSR5c.

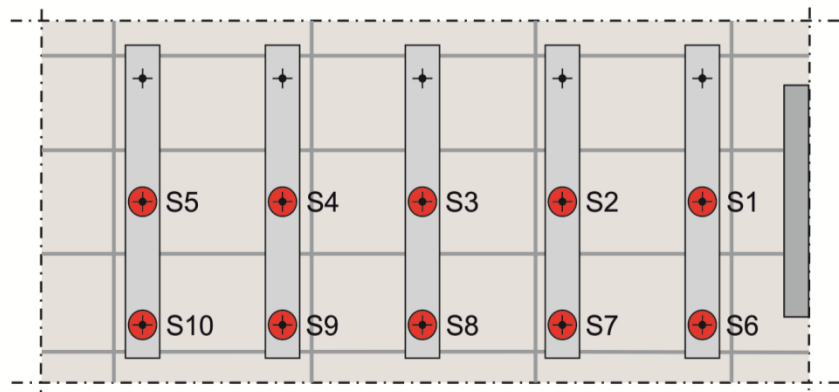
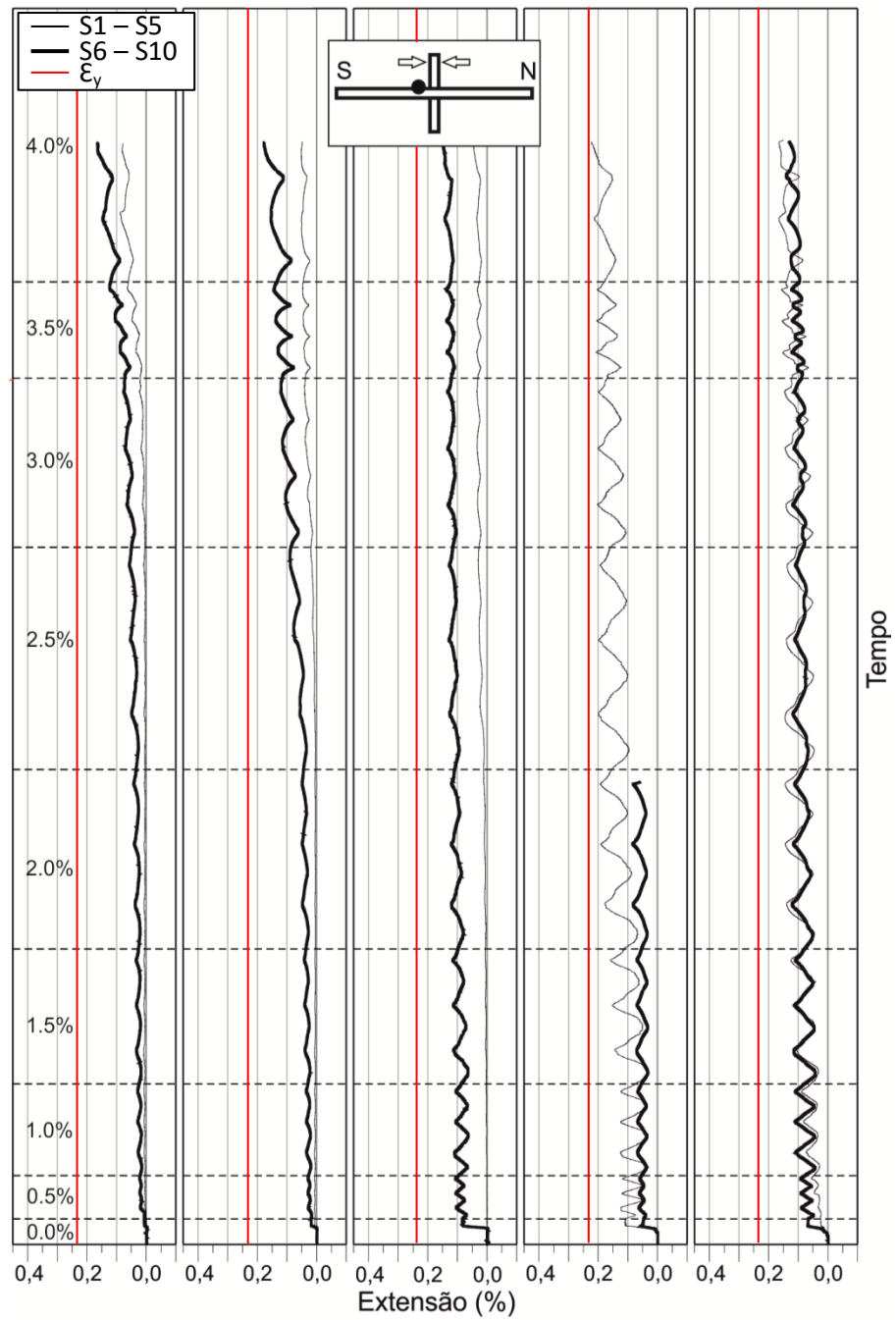


Figura 4.86: Extensões na armadura específica de punção correspondentes ao modelo C-SSR5c.

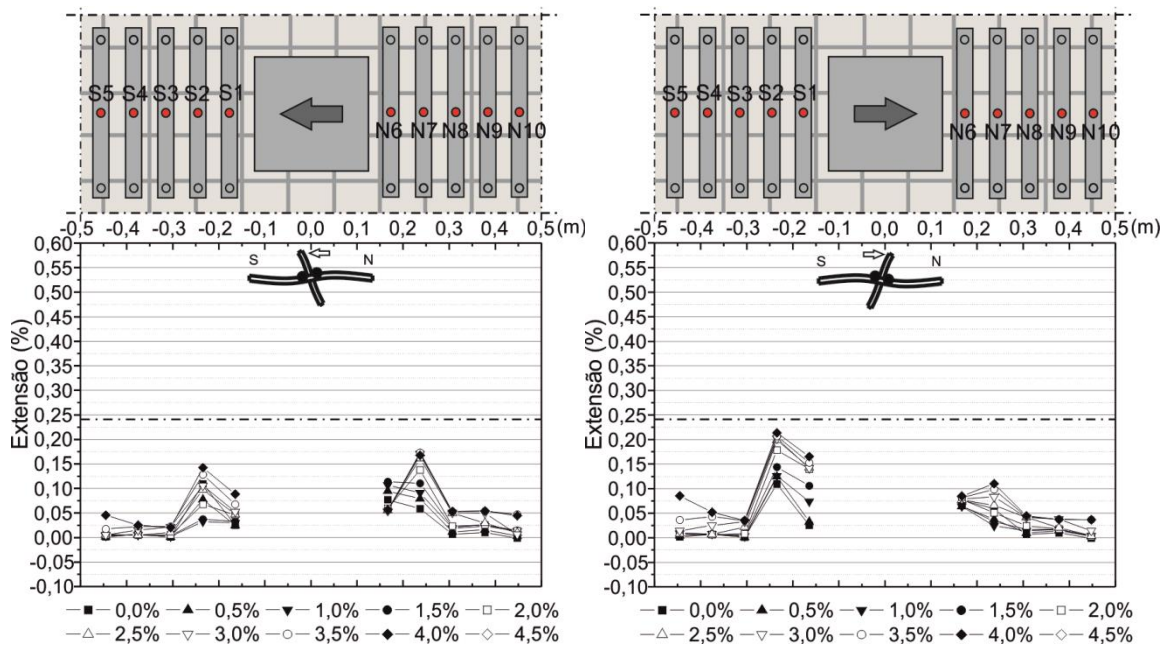


Figura 4.87 Extensões na armadura específica de punçoamento para o primeiro ciclo de cada patamar de drift correspondentes ao modelo C-SSR5c.

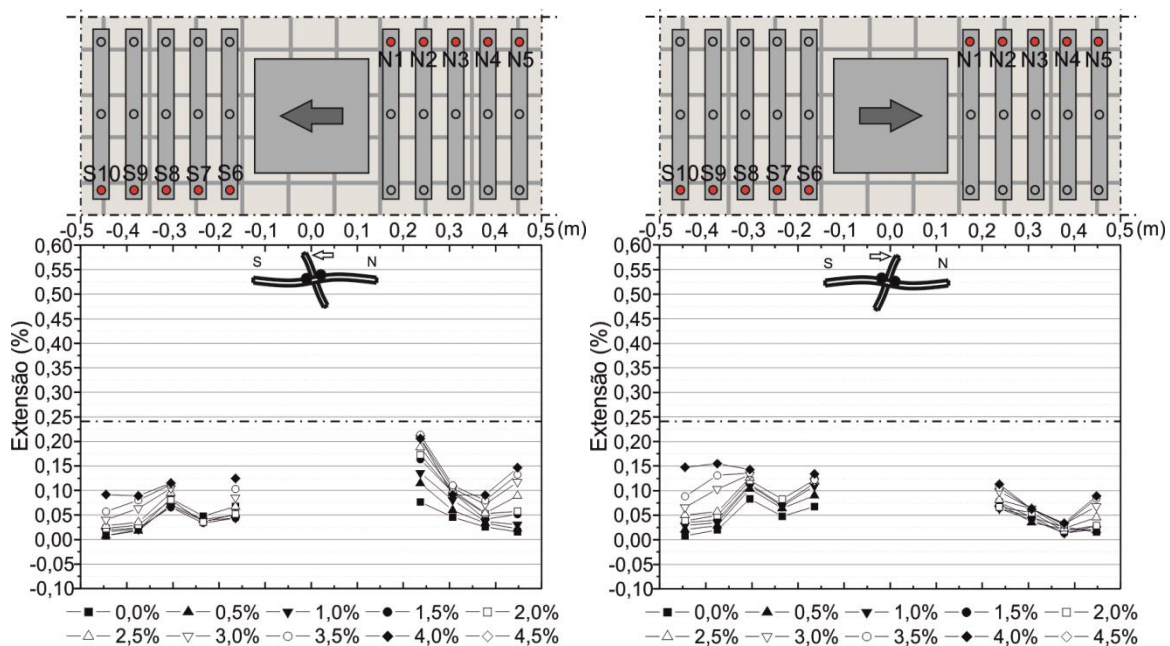


Figura 4.88: Extensões na armadura específica de punçoamento para o primeiro ciclo de cada patamar de drift correspondentes ao modelo C-SSR5c.

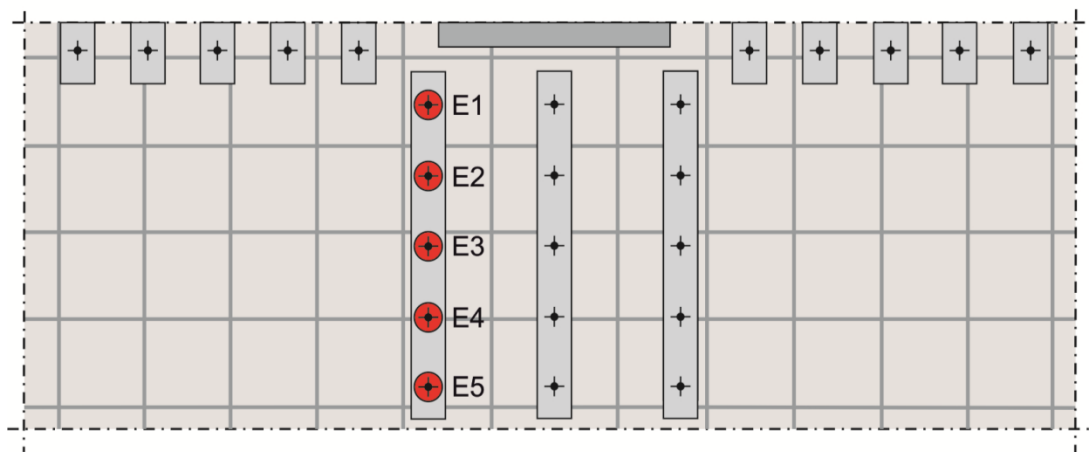
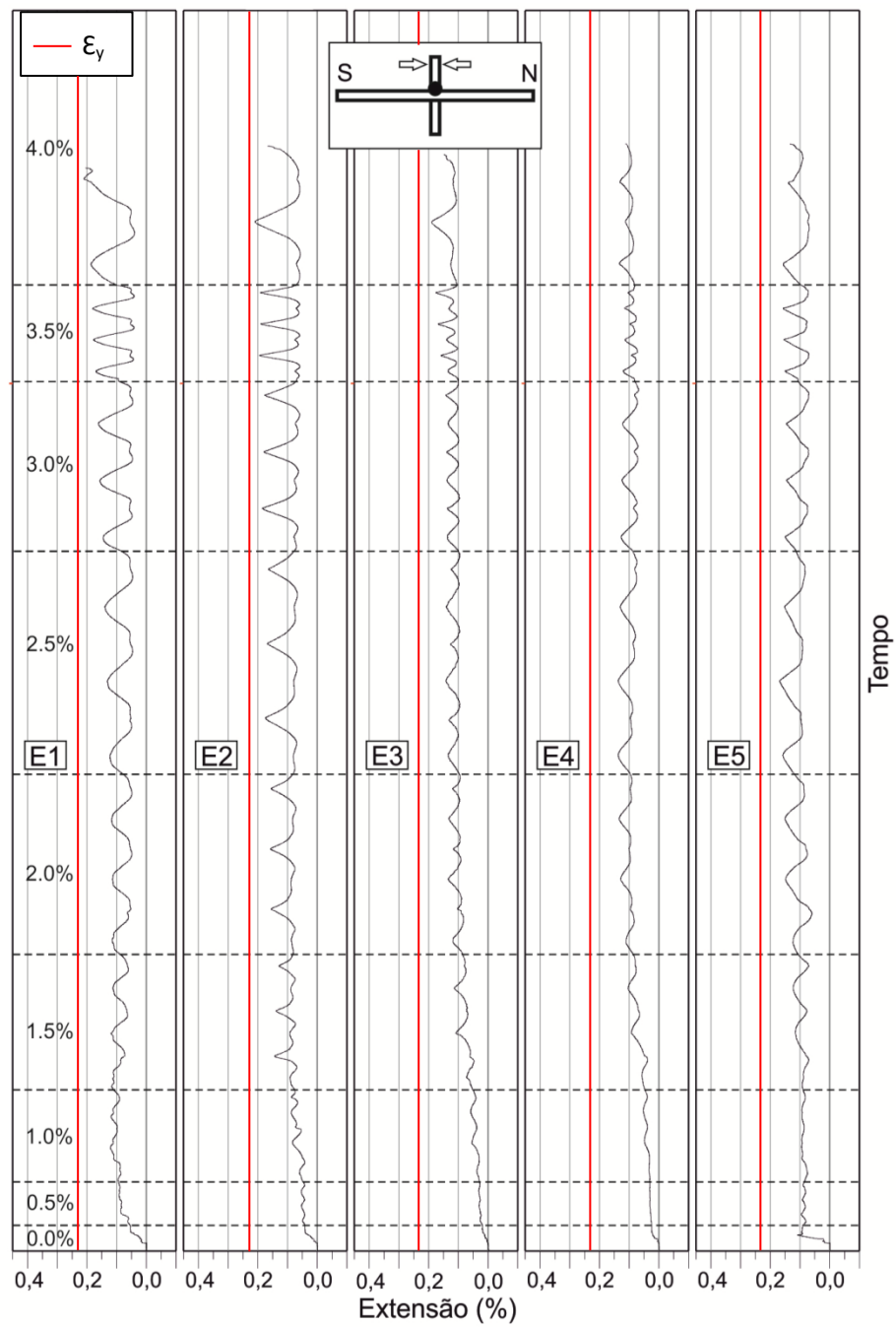


Figura 4.89: Extensões na armadura específica de punçoamento correspondentes ao modelo C-SSR5c.

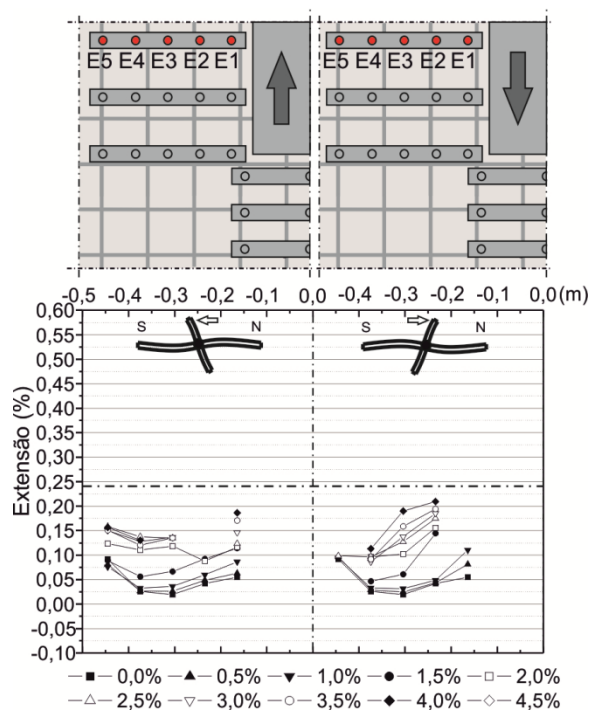


Figura 4.90: Extensões na armadura específica de punçoamento para o primeiro ciclo de cada patamar de *drift* correspondentes ao modelo C-SSR5c.



## Capítulo 5

### 5. Conclusões e Trabalhos Futuros

#### 5.1 Conclusões

Fruto de uma extensa análise a uma quantidade significativa de resultados, cuja apresentação se fez no capítulo anterior, é possível concluir que, aparentemente e com a devida cautela, a armadura específica de punçoamento utilizada, *shear studs*, se apresenta como uma boa solução, tendo sido capaz de apresentar um comportamento mais adequado face a solicitações horizontais e cíclicas quando comparada com outros tipos de armadura ensaiados à priori.

Relativamente ao comportamento cíclico dos modelos onde foram instalados os *shear studs*, é compreensível que, e embora estes tenham apresentado resultados bastante bons, com o modelo C-SSR5b a atingir um patamar de *drift* de 6,0%, não só para estes mas como para quaisquer outros modelos com uma quantidade de armadura específica idêntica, um aumento de carga gravítica se apresente sempre como uma condição desfavorável, quando comparados única e exclusivamente entre modelos com a mesma armadura específica. A afirmação anterior resulta da interpretação dos dados com origem na análise experimental ao modelo C-SSR5c onde, com um aumento de carga gravítica de, aproximadamente 10% e uma quantidade de armadura específica idêntica aos restantes, não só se regista uma força horizontal inferior como se atinge a rotura para um patamar de *drift* inferior (4,0%).

Ainda assim e de acordo com os dados apresentados é possível defender a tese de que a utilização de *shear studs*, quando comparada com estribos, aumenta de forma significativa a ductilidade de um elemento deste tipo, permitindo que o mesmo atinga a rotura para patamares de *drift* superiores. Se olharmos em pormenor para os modelos C-STR4 e C-SSR5b, onde a única variante é o tipo de armadura específica de punçoamento utilizada, estribos e *shear studs*, respetivamente, podemos afirmar que, embora a força horizontal máxima registada seja idêntica (58,36kN e 58,92kN), o segundo apenas atinge a rotura para um patamar de *drift* de 6,0% enquanto que o primeiro se fica por um patamar de *drift* de 4,0%.

No seguimento do parágrafo anterior, quando comparados os modelos C-STR4 e C-SSR5c, a mais valia por detrás da utilização dos *shear studs* evidencia-se mais uma vez quando, dois modelos com uma quantidade de armadura idêntica (C-STR4/estribos – 615,75mm<sup>2</sup>/perímetro e C-SSR5c/*shear studs* – 603,19mm<sup>2</sup>/perímetro), a variar entre si

única e exclusivamente na quantidade de carga gravítica aplicada, (aprox. 50% vs aprox. 60%), atingem a rotura por punçoamento para o mesmo patamar de *drift* (4,0%).

A utilização de *shear studs* apresentou-se ainda como uma solução bastante viável no que diz respeito à capacidade de um elemento deste tipo conseguir dissipar uma quantidade de energia maior, que, por consequência, determina menores perdas de rigidez num intervalo de tempo maior, permitindo atingir patamares de *drift* superiores. Em termos de ductilidade em deslocamento é interessante realçar que o único modelo cuja armadura específica de punçoamento instalada foram *shear studs* que apresentou um valor significativamente inferior àquele onde foram instalados estribos corresponde à segunda fase do ensaio do modelo C-SSR5b (C-SSR5b2), devido ao estado de fendilhação deste aquando do início da segunda fase do ensaio.

No geral, a utilização de *shear studs* apresentou sempre os melhores resultados quando comparados com o modelo onde a armadura específica de punçoamento foi estribos. Esta afirmação é válida para todos os ensaios descritos e cujos resultados já foram devidamente descritos e analisados.

Sobre os modos de rotura acontece que, embora os *shear studs* se apresentem como uma boa solução, em muito devido ao retardar da ocorrência de uma rotura por punçoamento, i.e., para patamares de *drift* superiores, os modos de rotura registados não se apresentaram de acordo com aqueles que eram expectáveis, uma vez que o ideal seria a ocorrência da rotura por um região interior, i.e., por um qualquer perímetro de punçoamento a existir dentro da região onde está instalada a armadura específica de punçoamento. Na presente dissertação todos os modelos registaram a ocorrência de roturas por punçoamento em regiões exteriores àquela onde está instalada a armadura específica de punçoamento o que, em termos práticos, não resolve o problema por detrás da utilização deste tipo de ligações, a ocorrência de uma rotura repentina.

## 5.2 Trabalhos Futuros

Por via da continuação do estudo levado a cabo pela Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa sobre roturas por punçoamento sob acções horizontais e cíclicas, sugerem-se os seguintes trabalhos futuros:

- Criação de um novo protocolo de ensaio constituído por duas fases de ensaio: uma primeira que finde no segundo ciclo de um patamar de *drift* de 3.0%, seguido de um segunda que retome o primeiro protocolo(\*);
- Repetir ensaios já efectuados com base no ponto anterior(\*);
- Estudar modelos com uma quantidade de armadura específica de punçoamento, *shear studs*, inferior;
- Adaptar o estudo em causa a lajes aligeiradas, com a utilização de diferentes tipos de armaduras de punçoamento;
- Adaptar o estudo em causa a lajes com aberturas, com a utilização de diferentes tipos de armaduras de punçoamento;
- Experimentar a utilização de dois tipos distintos de armadura específica de punçoamento, em simultâneo;
- A redução das dimensões do pilar com o intuito de aumentar o vão da laje;
- Utilizar tipos de armadura que ainda não tenham sido sujeitos a este sistema de ensaio;
- Desenvolvimento de formulações que procurem as situações/soluções óptimas tendo em conta todos os ensaios já realizados;

(\*) Podendo servir como ideia por detrás de um qualquer trabalho futuro, sugiro que, eventualmente, se procurem interromper mais ensaios (criação de um novo protocolo). Acresce o facto de, fruto de um mero acaso, se perceber que, à semelhança de um sismo e respectivas réplicas, a interrupção de ensaios pode apresentar resultados bastante curiosos e de vital importância face ao assunto em estudo. Desta forma, é possível estudar um novo tipo de comportamento sobre este tipo de ligações sendo que para tal é necessário formular um novo protocolo de ensaio já mencionado nas sugestões para trabalhos futuros.



# Referências Bibliográficas

## Normas e Regulamentos

- [1] ACI (2014).: *Building Code Requirements for Structural Concrete* (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14). ISBN 9780870319303.
- [2] Model Code 2010 (2012). Model Code 2010 - Final Draft, Vol. 1. Bulletin 65. Fédération Internationale du Béton, Lausanne, Switzerland.
- [3] IPQ: NP EN 12390-1 (2003). *Ensaaios de betão endurecido – Parte 1: Forma, dimensões e outros requisitos para os ensaios de provetes e para moldes.*
- [4] IPQ: NP EN 12390-2 (2003). *Ensaaios de betão endurecido – Parte 2: Execução e cura dos provetes para ensaios de resistência mecânica.*
- [5] IPQ: NP EN 12390-3 (2003). *Ensaaios de betão endurecido – Parte 3: Resistência à compressão dos provetes de ensaio.*
- [6] IPQ: NP EN 12390-6 (2003). *Ensaaios de betão endurecido – Parte 6: Resistência à tracção por compressão de provetes.*
- [7] ISO: Iso 15630-1 (2010). *Steel for the reinforcement and prestressing of concrete – Test methods – Part 1: Reinforcing bars, wire rod and wire.*
- [8] NP EN 1992-1-1 (2010). *Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão Parte 1-1*, CEN: Regras gerais e regras para edifícios.
- [9] NP EN 1998-1 (2010). *Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos Parte 1*, CEN: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios.
- [10] Ordem dos Engenheiros, Seminário EC8-1 (2011). *Aplicação do Eurocódigo 8 ao Projecto de Edifícios.*

## Sebentas Universitárias

[11] Appleton, J., Marchão, C., Camara, J., Costa, A., Almeida, J. e Cruz, S. (2014) *Estruturas de Betão II*.

[12] Ramos, A.P. e Lúcio, V. (2014). *Estruturas de Betão Armado II*.

## Livros, artigos e teses

[13] Akiyama, H. e Hawkins, N.M. (1984). *Response of Flat Plate concrete Structures to Seismic and Wind Forces*. Department of Civil Engineering, University of Washington.

[14] Alcobia, B. (2015). *Punçoamento Cíclico de Lajes Fungiformes com Armadura Específica*. MSc Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.

[15] Almeida, A.; Inácio, M.; Lúcio, V.; Ramos, A. P. (2014). *Punçoamento em Lajes Fungiformes Sujeitas a Ações Cíclicas Horizontais – Estudo Experimental*. 5<sup>as</sup> jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas. Encontro Nacional de Betão Estrutural. 9<sup>o</sup> Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica. Lisboa.

[16] Almeida, A.; Inácio, M.; Lúcio, V.; Ramos, A. P. (2015). *Flat Slab Punching Behaviour under Cyclic Horizontal Loading*. Proceedings of fib symposium Copenhagen. Concrete – Innovation and Design. Dinamarca, Copenhagen.

[17] Almeida, A.; Inácio, M.; Lúcio, V.; Ramos, A. P. (2016). *Punching Behavior of RC flat slabs under Reversed Horizontal Cyclic Loading*. Engineering Structures. Vol. 117. pp. 204-219. ISSN 18737323.

[18] Antunes, G. (2015). *A Influência da Redistribuição de Esforços na Resistência ao Punçoamento de Lajes Fungiformes*. MSc Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.

[19] Andrade, J. L. (2000). *Estudo Experimental da Inclinação de Estribos Abertos em Lajes Cogumelo de Concreto Armado*. MSc Universidade de Brasília, Brasília.

[20] Arthur, N. T. (1913). *Reinforced Concrete Wall Footings and Column Footings*. University of Illinois Bulletin. Bulletin 67.

- [21] Baker, William F.; Korista, D.S. e Novak, Lawrence C. (2008). *Engineering the World's Tallest – Burj Dubai*. CTBUH 8<sup>th</sup> World Congress.
- [22] Bartolac, M.; Damjanović, D. e Duvnjak, I. (2015). *Punching Strength of Flat Slabs with and without Shear Reinforcement*. Gradvinar – Journal of Civil Engineers.
- [23] Broms, C. E. (1990). *Shear Reinforcement for Deflection*. ACI Structural Journal, 87:696-705.
- [24] Broms, C. E. (2007). *Flat Plates in Seismic Areas: Comparison of Shear Reinforcement Systems*. ACI Structural Journal, 104(6):712-721.
- [25] Brown, S. J. (2003). *Seismic Response of Slab Column Connections*. Ph.D. Dissertation, University of Calgary, Alberta.
- [26] Bu, W. (2008). *Punching Shear Retrofit Method Using Shear Bolts for Reinforced Concrete Slabs under Seismic Loading*. Universidade de Waterloo, Waterloo, Canada.
- [27] Cao, H. J. (1993). *Seismic Design of Slab-Column Connections*. MSc Dissertation, University of Calgary, Alberta.
- [28] Casal, B. (2011). *Ligações entre Betões de Idades Diferentes*. MSc Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- [29] CEB/fib Task Group (2001). *Punching of Structural Concrete slabs*. S.I., CEB/fib. Technical report. Bulletin 12.
- [30] Cheng, M. Y. (2009). *Punching Shear Strength and Deformation Capacity of Fiber Reinforced Concrete Slab-Column Connections under Earthquake-Type Loading*. Ph.D. Dissertation, University of Michigan, Ann Arbor.
- [31] Dechka, D. C. (2001). *Response of Shear-Stud-Reinforced Continuous Slab-Column Frames to Seismic Loads*. Ph.D. Dissertation, University of Calgary, Canada.
- [32] Eddy, H.T. e Turner, C.A.P. (1914). *Concrete - Steel Construction*.
- [33] Faria, D. (2011). *Reforço de Lajes de Betão Armado usando Pós-Tensão com Ancoragens por Aderência*. Ph.D. Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- [34] Fernandes, H., Lúcio, V.J.G. e Ramos, A.P. (2017). *Reforço ao Punçoamento de Lajes Fungiformes com Lâmina Complementar de Betão*. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, Vol. 2, pp 63 – 72.
- [35] Ferreira, M. P., Barros, R. N. M., Pereira Filho, M. J. M., Tapajós, L. S. e Quaresma, F. S. (2016). *One-Way Shear Resistance of RC Members with Unconnected Stirrups*. Latin American Journal of Solids and Structures.

- [36] Furche, J. (1997). *Lattice Girder Flooring in the Punching Zona of Flat Floors, Concrete Plant + Precast Technology*, No. 6.
- [37] Gayed, R. B. e Ghali, A. (2006). *Seismic-Resistant Joints of Interior Columns with Prestressed Slabs*. ACI Structural Journal, 103(5):710-719.
- [38] Genikomsou, A. S. e Polak, M. A. (2016). *Finit-Element Analysis of Reinforced Concrete Slabs with Punching Shear Reinforcement*. ASCE Journal of Structural Engineering, 142(12).
- [39] Gouveia, N., Faria, D. e Ramos, A.P. *Assessment of SFRC flat slab punching behaviour – part II: reversed horizontal cyclic loading*. Magazine of Concrete Research. pp. 1-17.
- [40] Gouveia, N., Faria, D. e Ramos, A.P. (2016). *Análise Experimental de Lajes Fungiformes em BRFA Sujeitas a Acções Vertical e Horizontal Cíclica*. Encontro Nacional de Betão Estrutural, Coimbra, pp 1 – 14.
- [41] Gouveia, N. (2018). *Comportamento ao Punçoamento de Lajes Fungiformes em BRF sujeitas a Acções Monotónicas e Cíclicas*. Ph.D. Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- [42] Hawkins, N. M. e Mitchell, D. (1979). *Progressive collapse of Flat Plate Structures*. ACI Journal, Vol.76, No.7.
- [43] Hawkins, N. M., Mitchell, D. e Hanna, S. N. (1975). *The Effects of Shear Reinforcement on the Reversed Cyclic Loading Behavior of Flat Plate Structures*. Canadian Journal of Civil Engineering, 2(4):572-582.
- [44] Hoang, L. C. e Pop, A. (2015). *Punching shear capacity of reinforced concrete slabs with headed shear studs*. Magazine of Concrete Research.
- [45] Holanda, K. (2002). *Análise dos Mecanismos Resistentes e das Similaridades de Efeitos da Adição de Fibras de Aço na Resistência e na Ductilidade à Punção de Lajes-Cogumelo e ao Cisalhamento de Vigas de Concreto*. Ph.D. Universidade de São Paulo, São Paulo.
- [46] Hose, Y.D. e Seible, F. (1999). *Performance Evaluation Database for Concrete Bridge Components and Systems under Simulated Seismic Loads*. Department of Structural Engineering, University of California. San Diego. PEER.
- [47] Inácio, M., Ramos, A.P. e Faria, D. (2012). *Strengthening of flat slabs with transverse reinforcement by introduction of steel bolts using different anchorage approaches*. Engineering Structures, Vol. 44, pp 63 – 77.
- [48] Inácio, M. (2016). *Comportamento ao Punçoamento de Lajes Fungiformes em betão de Elevada Resistência*. Ph.D. Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.



- [49] Inácio, R. (2010). *Análise Numérica do Punçoamento em Lajes Fungiformes*. MSc Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- [50] Islam, S. e Park, R. (1976). *Tests on Slab-Column Connections with Shear and Unbalanced Flexure*. Journal of the Structural Division, 102(3):549-568.
- [51] Kang, S. M., Park, H. G. e Kim, Y. N. (2013). *Lattice – Reinforced Slab-Column Connections under Cyclic Lateral Loading*. ACI Structural Journal.
- [52] Kang, T. H. e Wallace, J. W. (2006). *Punching of Reinforced and Post-Tensioned Concrete Slab-Column Connections*. ACI Structural Journal, 103(4):531-540.
- [53] Kinnunen, S. e Nylander, H. (1960). *Punching Shear of Concrete Slabs without Shear Reinforcement*.
- [54] Lawler, N. e Polak, M. A. (2011). *Development of FRP Shear Bolts for Punching Shear Retrofit of Reinforced Concrete Slabs*. Journal of Composites for Construction.
- [55] Lúcio, V. (1991). *Waffle Slab Structures under Vertical and horizontal Loading*. Ph.D. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- [56] Marreiros, R. (2014). *PRECAST CONCRETE WALL-FOUNDATION CONNECTION - Development of a seismic dissipative connection*. Ph.D. Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- [57] Matzke, E. M., Lequesne, R. D., Parra-Montesinos, G. J. e Shield, C. K. (2015). *Behavior of Biaxially Loaded Slab-Column Connections with Shear Studs*. ACI Structural Journal, 112(3):335-346.
- [58] Moreira, G. (2016). *Avaliação da Rigidez de Flexão de Ligações de Betão Armado Pré-Fabricado*. MSc Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- [59] Muttoni, A. e Ruiz, M. (2008). *Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement as a Function of Critical Shear Crack Width*. ACI Structural Journal, Vol. 105, No. 2.
- [60] Oliveira, M. H., Filho, M. J. M., Oliveira, D. C. R., Ferreira, M. P. e Melo, G. S. S. A. (2013). *Punching Resistance of Internal Slab-Column Connections with Double-Headed Shear Studs*. IBRACON Structures and Materials Journal, 6(5):681-714.
- [61] Ornelas, M. (2017). *Punçoamento Cíclico de Lajes Fungiformes com Estribos*. MSc Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- [62] Pan, A. e Moehle, J. P. (1989). *Lateral Displacement Ductility of Reinforced Concrete Flat Plates*. ACI Structural Journal.
- [63] Park, H. G., Ahn, K. S., Choi, K. K. e Chung, L. (2007). *Lattice Shear Reinforcement for Slab-Column Connections*. ACI Structural Journal, Vol. 104, No.3, pp. 294-303.

- [64] Park, H. G., Kim, Y. N., Song, J. G. e Song, S. M. (2012). *Lattice Shear Reinforcement for Enhancement of Slab-Column Connections*. ASCE Journal of Structural Engineering, 138(3):425-437.
- [65] Park, R.; Gamble, W.L. (1933). *Reinforced Concrete Slabs*. 2ª ed. ISBN 0-471-34850-3.
- [66] Pilakoutas, K. e Li, X. (2003). *Alternative Shear Reinforcement for Reinforced Concrete Flat Slabs*. Journal of Structural Engineering, 129(9), pp. 1164 – 1172.
- [67] Pilakoutas, K., Waldron, P., Guadagnini, M. e Henderson, A. (2005). *New Punching Shear Reinforcement for Flat Slabs*. Centre of Cement and Concrete e Universidade de Sheffield.
- [68] Priestley, M. J. N., F. Seible, and G. M. Calvi. (1996). *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. John Wiley & Sons, Inc. New York.
- [69] Ramos, A.P.; Marreiros, R.; Almeida, A.; Isufi, B.; Inácio, M. (2017). *Punching of Flat Slabs under Reversed Horizontal Cyclic Loading*. fib Bulletin 81/ ACI SP-315. Punching Shear of Structural Concrete Slabs. ISBN 978-2-88394-121-2.
- [70] Rebelo, P. (2011). *Análise Numérica do Punçoamento*. MSc Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- [71] Robertson, I. N. (1990). *Seismic Response of Connections in Indeterminated Flat-Slab Subassemblies*. Ph.D. Dissertation, Rice University, Houston.
- [72] Robertson, I. N., Kawai, T., Lee, J. e Enomoto B. (2002). *Cyclic Testing of Slab-Column Connections with Shear Reinforcement*. ACI Structural Journal, 99(5):605-613.
- [73] Ruiz, M.F. e Muttoni, A. (2010). *Performance and Design of Punching Shear Reinforcing Systems*. 3<sup>rd</sup> fib International Congress.
- [74] Song, J. K., Kim, J. Kim, H. B. e Song, J. W. (2012). *Effective Punching Shear and Moment Capacity of Flat Plate-Column Connection with Shear Reinforcements for Lateral Loading*. International Journal of Concrete Structures and Materials, 6(1):19-29.
- [75] Subramanian, N. (2014). *Alternative Punching Shear Reinforcement for RC Flat Slabs*. The Indian Concrete Journal.
- [76] Symonds, D. W., Hawkins, N. M. e Mitchell, D. (1976). *Slab-Column Connections Subjected to High Intensity Shears and Transferring Reversed Moments*. Technical Report SM 7622, Department of Civil Engineering, University of Washington, Washington.
- [77] Tan, Y. e Teng, S. (2005). *Interior Slab-Rectangular Column Connections under Biaxial Lateral Loadings*. ACI Special Publication, 232:147-174.

[78] Trautwein, L. M. (2001). *Punção em Lajes Cogumelo de Concreto Armado com Armadura de Cisalhamento tipo "Stud" Interno e tipo Estribo Inclinado*. MSc Universidade de Brasília, Brasília.

[79] Zang, X.S. (2002). *Punching Shear Failure Analysis of Reinforced Concrete Flat Plates using Simplified Failure Criterion*.

[80] Zhou, Y. e Mary Beth D. Hueste (2016). *Review of Laboratory Test Data for Interior Reinforced Concrete and Post-tensioned Concrete Slab-Column Connections under Combined Gravity and Lateral Loading*. ACI Fall Convention 2016, Philadelphia.

## Sites

[81] <https://sites.fct.unl.pt/flat/announcements/ensaios-do-flat-em-destaque-na-fctunl-ensaio-sismico>

[82] <http://www.hse.gov.uk/research/misc/pipersrowpt1.pdf>

[83] <http://failures.wikispaces.com/Sampoong+Department+Store>

[84] [https://pubs.usgs.gov/dds/dds-29/web\\_pages/watsonville.html](https://pubs.usgs.gov/dds/dds-29/web_pages/watsonville.html)

[85] <http://www.wnd.com/2014/07/researcher-claims-earthquake-secrets-unlocked>

[86] <http://www.campanamigliorin.it/project/progettazione-strutturale/>

[87] <http://www.halfen.com/en/777/products/reinforcement-systems/hdb-shear-reinforcement/introduction/>

[88] <http://digitalcollections.ucsc.edu/cdm/ref/collection/p265101coll23/id/218>



**Tabela A.1: Quantidade de armadura específica para cada um dos modelos.**

<b>Modelo</b>	<b><math>d</math> [mm]</b>	<b><math>A_{sw}</math> [mm<sup>2</sup>]<sup>(1)</sup></b>
C-Ref	118.1	-
C-STR4	118.2	615.75
C-SSR5b	117.1	603.19
C-SSR5c	118.1	603.19

<sup>(1)</sup> Área por perímetro de armadura

**Tabela A.2: Carga gravítica aplicada sobre cada um dos modelos desenvolvidos no decorrer do presente documento e Ornelas [61].**

<b>Modelo</b>	<b><math>d</math> [mm]</b>	<b><math>f_c</math> [MPa]</b>	<b><math>V_{Rc}</math> [kN]<sup>(1)</sup></b>	<b>Carga Gravítica [kN]</b>	<b>Shear Reinforcement Ratio</b>
C-Ref	118.1	62.3	412.8	224.8	54.5%
C-STR4	118.2	44.44	391.8	195.8	50.0%
C-SSR5b	117.1	57.6	397.9	213.9	53.8%
C-SSR5c	118.1	69.9	429.0	275.0	64.1%

<sup>(1)</sup> Valor calculado de acordo com o **Eurocódigo 2 (EC2)**.

## Modelo de Referência (C-Ref)

**Tabela A.0.3: Valores de resistência do betão para os provetes cúbicos com 28 dias, correspondentes ao modelo C-Ref e ensaiados à compressão.**

Provete Nº.	Betonagem/Lote	Peso [kg]	P <sup>(1)</sup> [kN]	f <sub>c</sub> [MPa]	f <sub>c,m,cub</sub> /Lote [MPa]	f <sub>cm,cub</sub> [MPa]
1	1	7.97	1367	60.76	61.24	59.73
2		7.95	1389	61.73		
3	2	7.93	1308	58.13	58.22	
4		7.97	1312	58.31		

<sup>(1)</sup> Força máxima registada pelo sistema de ensaio de provetes.

**Tabela A.0.4: Valores de resistência do betão para os provetes cúbicos com 150 dias, correspondentes ao modelo C-Ref e ensaiados à compressão.**

Provete Nº.	Betonagem/Lote	Peso [kg]	P <sup>(1)</sup> [kN]	f <sub>c</sub> [MPa]	f <sub>c,m,cub</sub> /Lote [MPa]	f <sub>cm,cub</sub> [MPa]
1	1	7.94	1529	67.96	67.36	66.07
2		7.92	1528	67.91		
3		7.88	1490	66.22		
4	2	7.90	1486	66.04	64.79	
5		7.91	1340	59.56		
6		7.85	1547	68.76		

<sup>(1)</sup> Força máxima registada pelo sistema de ensaio de provetes.

**Tabela A.0.5: Valores de resistência do betão para os provetes cilíndricos com 150 dias, correspondentes ao modelo C-Ref e ensaiados à tracção por compressão diametral (Ensaio Brasileiro).**

Provete Nº.	Betonagem/Lote	Peso [kg]	P <sub>sp</sub> <sup>(1)</sup> [kN]	f <sub>ct,sp</sub> [MPa]	f <sub>ct,sp,m</sub> [MPa]
1	1	12.30	305	4.31	4.41
2		12.28	295	4.17	
3	2	12.24	371	5.25	
4		12.22	286	4.05	
5		12.33	315	4.46	

<sup>(1)</sup> Força máxima registada pelo sistema de ensaio de provetes.

**Tabela A.0.6: Valores do módulo de elasticidade para os provetes cilíndricos com 150 dias, correspondentes ao modelo C-Ref.**

Provete Nº.	Betonagem/Lote	Peso [kg]	P <sup>(1)</sup> [kN]	f <sub>c</sub> [MPa]	f <sub>c,m,cyl</sub> /Lote [MPa]	f <sub>cm,cyl</sub> [MPa]	E [GPa]	E <sub>m</sub> [GPa]
1	1	12.19	1169	66.15	64.49	62.31	41.09	41.44
2		12.09	1128	63.83				
3		12.24	1122	63.49				
4	2	12.21	1043	59.02	60.13		41.84	
5		12.30	1082	61.23				

<sup>(1)</sup> Força máxima registada pelo sistema de ensaio de provetes.

## Modelo C-SSR5b

**Tabela A.0.7: Valores de resistência do betão para os provetes cúbicos com 28 dias, correspondentes ao modelo C-SSR5b e ensaiados à compressão.**

Provetes Nº.	Betonagem/Lote	Peso [kg]	P <sup>(1)</sup> [kN]	f <sub>c</sub> [MPa]	f <sub>c,m,cub</sub> /Lote [MPa]	f <sub>cm,cub</sub> [MPa]
1	1	7.95	1384	61.51	62.27	62.49
2		7.96	1418	63.02		
3	2	7.99	1390	61.78	62.71	
4		7.92	1432	63.64		

<sup>(1)</sup> Força máxima registada pelo sistema de ensaio de provetes.

**Tabela A.0.8: Valores de resistência do betão para os provetes cúbicos com 44 dias, correspondentes ao modelo C-SSR5b e ensaiados à compressão.**

Provete Nº.	Betonagem/Lote	Peso [kg]	$p^{(1)}$ [kN]	$f_c$ [MPa]	$f_{c,m,cub}$ /Lote [MPa]	$f_{cm,cub}$ [MPa]	
1	1	8.02	1315	58.44	58.92	58.30	
2		7.94	1377	61.20			
3		7.96	1285	57.11			
4	2	8.05	1324	58.84	57.67		
5		8.03	1276	56.71			
6		8.02	1293	57.47			

<sup>(1)</sup> Força máxima registada pelo sistema de ensaio de provetes.

**Tabela A.0.9: Valores de resistência do betão para os provetes cilíndricos com 44 dias, correspondentes ao modelo C-SSR5b e ensaiados à tracção por compressão diametral (Ensaio Brasileiro).**

Provette Nº.	Betonagem/Lote	Peso [kg]	$P_{sp}^{(1)}$ [kN]	$f_{ct,sp}$ [MPa]	$f_{ct,sp,m}$ [MPa]
1	1	12.45	255	3.61	4.08
2		12.41	279	3.95	
3	2	12.34	293	4.15	
4		12.39	327	4.63	
5 <sup>(2)</sup>		-	-	-	

<sup>(1)</sup> Força máxima registada pelo sistema de ensaio de provetes.

<sup>(2)</sup> Ausência de um provete cilíndrico.

**Tabela A.0.10: Valores do módulo de elasticidade para os provetes cilíndricos com 44 dias, correspondentes ao modelo C-SSR5b.**

Provette Nº.	Betonagem/Lote	Peso [kg]	$P^{(1)}$ [kN]	$f_c$ [MPa]	$f_{c,m,cyl}/Lote$ [MPa]	$f_{cm,cyl}$ [MPa]	E [GPa]	$E_m$ [GPa]
1	1	12.32	1004	56.81	57.08	57.56	38.10	38.77
2		12.25	1036	58.63				
3		12.28	986	55.80				
4	2	12.27	1012	57.27	58.03		37.66	
5		12.32	1039	58.80				

<sup>(1)</sup> Força máxima registada pelo sistema de ensaio de provetes.

## Modelo C-SSR5c

**Tabela A.0.11: Valores de resistência do betão para os provetes cúbicos com 28 dias, correspondentes ao modelo C-SSR5c e ensaiados à compressão.**

Provete Nº.	Betonagem/Lote	Peso [kg]	P <sup>(1)</sup> [kN]	f <sub>c</sub> [MPa]	f <sub>c,m,cub</sub> /Lote [MPa]	f <sub>cm,cub</sub> [MPa]
1	1	7.98	1282	56.98	56.82	59.51
2		8.00	1275	56.67		
3	2	8.05	1364	60.62	62.20	
4		8.01	1435	63.78		

<sup>(1)</sup> Força máxima registada pelo sistema de ensaio de provetes.

**Tabela A.0.12: Valores de resistência do betão para os provetes cúbicos com 146 dias, correspondentes ao modelo C-SSR5c e ensaiados à compressão.**

Provete Nº.	Betonagem/Lote	Peso [kg]	P <sup>(1)</sup> [kN]	f <sub>c</sub> [MPa]	f <sub>c,m,cub</sub> /Lote [MPa]	f <sub>cm,cub</sub> [MPa]
1	1	7.94	1595	70.89	69.48	69.96
2		7.90	1582	70.31		
3		7.88	1513	67.24		
4	2	7.95	1711	<sup>(2)</sup>	70.44	
5		7.96	1569	<sup>(3)</sup>		
6		7.95	1585	70.44		

<sup>(1)</sup> Força máxima registada pelo sistema de ensaio de provetes.

<sup>(2)</sup> De acordo com a norma, provete rejeitado por não cumprir os requisitos de roptura.

<sup>(3)</sup> De acordo com a norma, provete rejeitado por não cumprir os requisitos de roptura.

**Tabela A.0.13: Valores de resistência do betão para os provetes cilíndricos com 146 dias, correspondentes ao modelo C-SSR5c e ensaiados à tracção por compressão diametral (Ensaio Brasileiro).**

Provete Nº.	Betonagem/Lote	Peso [kg]	P <sub>sp</sub> <sup>(1)</sup> [kN]	f <sub>ct,sp</sub> [MPa]	f <sub>ct,sp,m</sub> [MPa]
1	1	12.29	281	3.98	4.18
2		12.23	283	4.00	
3	2	12.23	379	5.36	
4		12.33	293	4.15	
5		12.33	256	3.62	

<sup>(1)</sup> Força máxima registada pelo sistema de ensaio de provetes.

**Tabela A.0.14: Valores do módulo de elasticidade para os provetes cilíndricos com 146 dias, correspondentes ao modelo C-SSR5c.**

Provete Nº.	Betonagem/Lote	Peso [kg]	P <sup>(1)</sup> [kN]	f <sub>c</sub> [MPa]	f <sub>c,m,cyl</sub> /Lote [MPa]	f <sub>cm,cyl</sub> [MPa]	E [GPa]	E <sub>m</sub> [GPa]
1	1	12.13	1258	71.19	70.79	69.93	39.51	38.65
2		12.24	1266	71.64				38.74
3		12.32	1229	69.55				40.04
4	2	12.22	1201	67.96	69.07			40.31
5		12.25	1240	70.17				39.45

<sup>(1)</sup> Força máxima registada pelo sistema de ensaio de provetes.